



Confrontation et analyse d'érodimètres et caractérisation de la sensibilité à l'érosion d'interface.

P.L. Regazzoni

► To cite this version:

P.L. Regazzoni. Confrontation et analyse d'érodimètres et caractérisation de la sensibilité à l'érosion d'interface.. Matériaux. Université de Nantes, 2009. Français. NNT: . tel-00738460

HAL Id: tel-00738460

<https://theses.hal.science/tel-00738460>

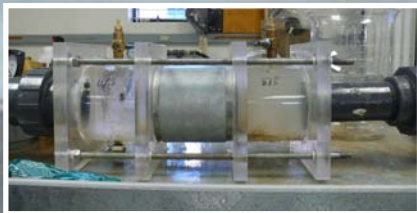
Submitted on 7 Oct 2012

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Confrontation et analyse d'érodimètres et caractérisation de la sensibilité à l'érosion d'interface.

REGAZZONI Pierre-Louis
Thèse de doctorat de Génie Civil
Soutenue le 17 Décembre 2009



Rapporteurs :

Bonelli Stephane, HDR, Directeur de recherche au Cemagref (13)
Reiffsteck Philippe, HDR, Directeur de recherche au Laboratoire
Central des Ponts et Chaussées (75)

Examineurs :

Alexis Alain (Directeur de thèse), Professeur à l'Université de
Nantes, Institut GeM (44)
Courivaud Jean-Robert, Ingénieur R&D, EDF-CIH (73)
Gourc Jean-Pierre, Professeur à l'Université Joseph Fourier, LTHE
(38)
Marot Didier (Co-encadrant de thèse), Maître de Conférences à
l'Université de Nantes, Institut GeM (44)



Travail effectué au laboratoire :

Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique, GeM – UMR
CNRS 6183

I.U.T., département Génie Civil Saint Nazaire (44)

« If you stay with a problem long enough you will get the answer. It may not be the one you expected but the chances are it will be the truth. Never hesitate to try a hunch. If it turns out O.K., the theoretical fellow will tell you why. If you really want to learn anything from an experiment, change only one condition at a time. If practice and theory do not agree, investigate the theory. »

Charles Allen, cité dans *Hydraulics in the United States 1776 – 1976*.

« Les vérités différentes en apparence sont comme d'innombrables feuilles qui paraissent différentes et qui sont sur le même arbre. »

Gandhi, extrait des *Lettres à l'Ashram*.

Dialogue dans une voiture...

Vincent : “In Paris, you can buy beer at MacDonald's. Also, you know what they call a Quarter Pounder with Cheese in Paris?”

Jules : “They don't call it a Quarter Pounder with Cheese?”

Vincent : “No, they got the metric system there, they wouldn't know what the ***** a Quarter Pounder is.”

Jules : “What'd they call it?”

Vincent : “Royale with Cheese.”

Quentin Tarantino et Roger Roberts Avery, 1994, extrait de *Pulp Fiction*.

Remerciements

Existe-t-il une science pour les remerciements ? Je n'en sais rien. Quand arrive la fin de la rédaction, il faut s'atteler à la tâche : ne pas oublier des personnes, formuler les remerciements. L'art en est difficile. Je vais donc essayer de faire au mieux.

Une thèse n'est pas seulement un travail individuel (bien que le temps passé à réfléchir seul soit important). L'objet final est une synthèse de la réflexion et du travail d'une personne (le thésard) mené à bien avec d'autres personnes allant de l'ingénieur au technicien. Cette synthèse est un quart d'arbre environ (avec les brouillons (3500 feuilles) en incluant les impressions d'articles) qui inclut différents temps (comme la valse) : des moments de joie, des moments difficiles, des temps de doutes. Une thèse cache aussi beaucoup d'évènements : des rencontres, des discussions (plus ou moins animées), des choix, des rédactions.

Pour que la thèse puisse être écrite, il a fallu Jean-Robert et Jean-Jacques qui ont proposé le sujet et une source de financement (EdF). Par ailleurs, je les remercie pour les discussions et leurs commentaires constructifs. Je tiens aussi à remercier au CIH les personnes (thésards, ingénieurs) que j'ai pu rencontrées qui ont pris le temps de répondre à certaines de mes interrogations ou de s'intéresser à ce que je que je pouvais chercher.

Ensuite, l'ingrédient suivant est un lieu de thèse avec un encadrement, là, je parle de Didier, Alain. Je remercie particulièrement Didier de m'avoir supporté. Je le remercie aussi du temps passé à m'avoir initié à la recherche universitaire et de m'avoir expliqué en partie le fonctionnement de ce qu'est un laboratoire universitaire ainsi que de ses pendants administratifs.

Pour pouvoir soutenir, il faut des rapporteurs : remerciement à Stéphane et Philippe pour le travail de lecture et de rapport. Je remercie aussi Jean-Pierre qui a présidé le jury de thèse.

Je tiens à remercier l'équipe Génie Civil de l'IUT (Mimi, Bernard, Gêrôme, Jean-Claude P et Jean-Claude SA, Maryse, Fabrice, Roger, Denis, Mohamed, Pierre T., Philippe, Abdel, Fateh, Luc) que cela soit enseignement ou recherche pour sa bonne humeur, les questions qu'ils ont pu me poser, les réponses qu'ils ont pu me donner, et leur assistance dans mon travail.

Nous allons passer au microcosme du thésard, son bureau et ses collègues de « galère » (pour aller à l'assaut de la connaissance, il faut ramer) :

Amor, qui m'a appris les initiales PSG (Perdus à St Germain) ;

Yacine, avec qui j'ai pu disserter sur l'érosion interne et l'hydraulique ;

Vanessa, avec qui on pouvait parler culture (cinéma, théâtre) dans un monde de Génie Civil ;

Arnaud, qui appartient à la communauté de l'anneau de l'IUT Génie Civil ;

Quoc Duy, avec qui j'ai pu échanger sur les sédiments et le Viêt Nam ;

Hong Hai, qui reprend une partie de mon sujet de thèse et qui a pu appuyer là où cela fait mal ;

Khalid, qui a une définition bien précise concernant les résultats de l'essai d'extrusion.

J'ai aussi pu mener des essais aux USA, ce programme expérimental n'aurait pu avoir lieu sans Tony, Greg et Johannes. Je les en remercie, cela fût une expérience enrichissante. Je remercie aussi les personnes qui ont travaillé de près ou de loin avec moi sur les projets, et ayant assurés les montages administratifs et expérimentaux (Les, Pat, Milton, Carole, Ron, Mike...).

Je remercie l'équipe du CEMAGREF Aix en Provence : Nadia B. Alain B., Stéphane B, Pierre Ph., ainsi que Patrick P. (Geoφ Consult) pour les discussions que nous avons eu ainsi que leurs commentaires sur le travail.

Pour finir, je tiens à remercier ma famille avec les amis. Je ne puis être exhaustif, ainsi je remercierai une personne qui a partagé ces 3 ans de thèse pour le pire et le meilleur avec moi : « Marianne, merci à toi ».

Tables des matières

Avant-propos	1
Chapitre I Introduction	3
1 Cadre général de l'étude	3
2 Problématique scientifique – Démarche scientifique	4
3 Plan du rapport	5
Chapitre II Etude bibliographique	7
1 Introduction	7
2 Caractérisation « géotechnique » d'un sol et de sa résistance	9
2.1 <i>Loi de comportement pour un sol</i>	9
2.2 <i>Notion de contrainte effective</i>	10
2.3 <i>Caractéristiques physiques du sol</i>	10
a) Paramètres de description des trois phases constitutives du sol	11
Masse et poids volumiques	11
Indice des vides et porosité	12
Teneur en eau et degré de saturation	13
b) Analyse granulométrique et diagramme ternaire	13
c) Limites d'Atterberg et classification	14
d) Essais Proctor	15
e) Résistance au cisaillement du sol	15
2.4 <i>Dispersion du sol</i>	17
a) Essai d'émiettement	17
b) « Pin-hole test »	17
3 Caractéristiques d'un écoulement	19
3.1 <i>Loi de comportement fluide, et écoulements</i>	19
a) Notion de coefficient de frottement – description de l'interaction fluide / paroi	22
b) Distribution de la vitesse et contrainte	23
c) Effets d'une protubérance	26
d) Evaluation du coefficient de frottement	27
3.2 <i>Charge hydraulique</i>	28
3.3 <i>Ecoulement en milieu poreux</i>	29
3.4 <i>Perméabilité ou conductivité hydraulique</i>	29

3.5	<i>Eléments de synthèse sur le fluide et le sol</i>	31
4	Caractérisation de l'érosion	33
4.1	<i>Erosion interne : pathologie et classification</i>	33
4.2	<i>Erosion et volume de sol</i>	35
4.3	<i>Des lois d'interactions fluides - solides</i>	37
a)	Loi pour un Volume Elementaire Représentatif – érosion de type III	38
b)	Lois d'interface – érosion de type I	41
4.4	<i>Essais d'érosion</i>	44
a)	Essais grandeur nature	44
b)	Essais de laboratoire : à l'interface de matériau	45
	Erosion type II – écoulement tangent à l'interface	46
	Erosion type II – écoulement normal à l'interface (N3) ou cas de suffusion interne (type III)	46
c)	Essais de laboratoire : érosion à une interface eau-sol	47
	Écoulement tangent à interface eau-sol (T2 – T1)	47
	Essais d'impact de jet sur une interface eau-sol (type d'écoulement N1 – T1)	50
4.5	<i>Synthèse des essais d'érosion d'interface eau-sol</i>	53
4.6	<i>Critères de filtres et sensibilité à l'érosion de volume</i>	54
4.7	<i>Etudes sur l'érosion d'interface</i>	56
a)	Classification du risque d'érosion d'interface	56
b)	Etudes paramétriques de la sensibilité à l'érosion d'interface	58
c)	Confrontation d'érodimètres	60
Chapitre III	Comparaison HET et JET	63
1	Objectifs et moyens	63
2	Les matériaux et leur préparation	63
3	Principe des essais et interprétation	70
a)	Le Hole Erosion Test	70
	Déroulement de l'essai et métrologie	70
	Précautions particulières pour les essais HET	72
	Rétro-analyse du HET	73
b)	Le JET	77
	Déroulement de l'essai et métrologie	77
	Précautions particulières pour les essais JET	78
	Rétro-analyse du JET	79

4	Confrontation HET-JET avec les coefficients d'érosion et la contrainte critique	83
5	Proposition d'une approche énergétique	89
a)	Hole Erosion Test	91
	Pertes d'énergie zone I, zone II, zone III	93
	Expression de l'énergie absorbée par l'érosion	96
b)	Le Jet Erosion Test	96
	Jet libre	97
	Présence d'une interface	98
	Calcul de l'énergie associée	98
c)	Application de la méthode énergétique entre le HET et le JET	99
6	Synthèse	104
Chapitre IV	Etude de l'érodibilité	107
1	Caractérisation de la sensibilité à l'érosion	107
1.1	<i>Recherche de corrélations entre la sensibilité à l'érosion et les propriétés physiques du sol</i>	107
a)	Principe de l'analyse et amélioration métrologique	108
	Principe de l'analyse	108
	Amélioration métrologique	108
b)	Outils de l'analyse linéaire	110
	La corrélation linéaire	110
c)	L'Analyse en Composantes Principales	111
1.2	<i>Analyse de la sensibilité à l'érosion avec l'aide de la corrélation présente dans la littérature</i>	111
a)	Comparaison avec l'analyse de Wan et Fell	112
b)	Critique de l'utilisation de la méthode de Hanson et Cook	115
1.3	<i>Analyse de la sensibilité à l'érosion avec recherche de paramètres</i>	117
a)	Définition des variables et de la méthodologie	117
	Critère de granulométrie	117
	Eau et fraction argileuse	118
b)	Etude des corrélations avec un paramètre	119
	Indice de résistance à l'érosion en fonction de la compacité	120
	Influence de la surface développée sur la compacité	120
	Indice de résistance à l'érosion et surface développée	122
1.4	<i>Recherche systématique par analyse statistique</i>	123
a)	L'analyse en composantes principales	123

Analyse en composantes principales comprenant toutes les variables	124
Analyse en composantes principales successives	125
b) Construction de corrélations linéaire	126
Corrélation à 3 paramètres	126
Corrélation à 3 paramètres en séparant les argiles dispersives	127
Corrélation à 8 paramètres	128
Synthèse	129
2 Variation de la sensibilité à l'érosion pour un sol compacté dans un état différent de l'optimum Proctor	131
2.1 <i>Compactage à différentes teneur en eau et indice de résistance à l'érosion</i>	131
a) Masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau	132
b) Indice de résistance à l'érosion en fonction de la teneur en eau	132
c) Différence de sensibilité à l'érosion entre le côté sec et le côté humide	136
2.2 <i>Compactage à différentes énergies et sensibilité à l'érosion</i>	137
2.3 <i>Saturation - imbibition et sensibilité à l'érosion</i>	140
2.4 <i>Sensibilité à l'érosion, cohésion et perméabilité</i>	143
a) Cohésion non drainée- non saturée et indice de résistance à l'érosion	143
b) Perméabilité et indice de résistance à l'érosion	144
3 Synthèse de la caractérisation de la sensibilité à l'érosion	146
4 Perspectives pour la caractérisation de la sensibilité à l'érosion	147
4.1 <i>Pour l'amélioration de la caractérisation</i>	147
4.2 <i>En terme d'améliorations métrologiques</i>	147
Chapitre V Conclusion et Perspectives	149
1 Conclusion sur le travail effectué	149
2 Perspectives	150
Références bibliographiques	153

Liste des figures

<i>Figure I-1 : Vue sur Glendo dam (Wyoming).</i>	4
<i>Figure I-2 : Vue sur les digues de protection du Rhône, vers Arles.</i>	4
<i>Figure II-1 : Notion de transformation tangente.</i>	7
<i>Figure II-2: Volume élémentaire représentatif, à gauche vue réelle, à droite vision descriptive.</i>	12
<i>Figure II-3 : Classification des sols suivant la granulométrie, adaptation de Mitchell (1993).</i>	13
<i>Figure II-4 : Classification des sols fins, diagramme ternaire du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (cité par Pham, 2008).</i>	14
<i>Figure II-5: Classification de la fraction fine ($< 425 \mu m$), abaque de Casagrande (cité par Bureau of Reclamation, 1990)</i>	15
<i>Figure II-6 : Scissomètre de laboratoire : vue descriptive.</i>	16
<i>Figure II-7 : Essai de « crumb-test » (a) Non dispersif – grade 1 (b) Faiblement dispersif – grade 2 (c) Dispersif – grade 3 (d) Très dispersif – grade 4.</i>	17
<i>Figure II-8 : Essai de « pin-hole test » et plan pour la classification.</i>	18
<i>Figure II-9 : Ecoulement en conduite, et variable du modèle.</i>	22
<i>Figure II-10 : Représentation des contraintes de cisaillement et des vitesses sur un écoulement turbulent à proximité d'une paroi plane, (White, 1999) (reproduit avec l'autorisation de Mac Graw et Hill).</i>	24
<i>Figure II-11 : Représentation des vitesses dans la couche limite (White, 1999).</i>	25
<i>Figure II-12 : Protubérance sur un écoulement.</i>	26
<i>Figure II-13 : Abaque de Moody, d'après White (1999).</i>	27
<i>Figure II-14 : Schéma de principe d'un perméamètre en écoulement ascendant.</i>	30
<i>Figure II-15: Localisation et représentation de différents phénomènes à l'échelle d'un ouvrage (adapté de Schuler et Brauns (1997), par Blais (2005)).</i>	34
<i>Figure II-16: Classification des différents types d'érosion d'interface en fonction de la direction et du type d'écoulement (ERINOH, Bonelli et al., 2009).</i>	36
<i>Figure II-17: Différentes typologies d'érosion.</i>	37
<i>Figure II-18 : Principe d'équilibre d'un système à 3 phases.</i>	38
<i>Figure II-19: Schéma des grandeurs pour une interface dans la loi d'érosion.</i>	42
<i>Figure II-20: Essais de renard à méso-échelle Septembre 2007 HERU-USDA.</i>	45
<i>Figure II-21 : Appareil pour une érodibilité d'interface, L.T.H.E. (référence présentation Benhamed St Petersburg, EWG 2009).</i>	46
<i>Figure II-22: Principe de l'essai de filtration et d'érosion interne.</i>	47
<i>Figure II-23 : Essai de suffusion interne avec un triaxial (Marot et al., 2009).</i>	47
<i>Figure II-24 : a) Hole Erosion Test (Wan et Fell, 2002) b) Erosion Function Apparatus (Briaud et al., 2001).</i>	48
<i>Figure II-25 : Rotating Cylinder Test, Lim (2006).</i>	49

<i>Figure II-26 : Erodimètres avec un jet (ou plusieurs) à air libre.</i>	51
<i>Figure II-27 : Erodimètre à jet immergé (USDA-HERU), et visualisation avec de la fluorescéine de la zone de jet.</i>	51
<i>Figure II-28 : Critère proposé par Foster et Fell (2001) pour les filtres (reproduit avec l'autorisation de l'A.S.C.E.).</i>	55
<i>Figure II-29 : Zonage défini par Annandale (1995) en fonction de l'index d'érodibilité et la puissance hydraulique (reproduit avec l'autorisation de l'I.A.H.R.).</i>	56
<i>Figure II-30: Classification proposée par Hanson et Simon (2001).</i>	57
<i>Figure II-31 : Critère proposé par Briaud, pour la sensibilité à l'érosion d'interface.</i>	58
<i>Figure II-32 : a) Comparaison de l'indice d'érosion du HET b) Comparaison du taux d'érosion initial mesuré avec le MoJet en fonction de la texture (Pham, 2008).</i>	59
<i>Figure III-1: Position des différents sols sur le diagramme de Casagrande.</i>	64
<i>Figure III-2 : Distribution granulométrique des différents sols.</i>	67
<i>Figure III-3 : Photographies de l'état de surface des échantillons après compactage.</i>	69
<i>Figure III-4 : Vue simplifiée de l'écoulement dans un HET.</i>	71
<i>Figure III-5 : Exemples de moulage de HET.</i>	72
<i>Figure III-6 : Exemple de traitement avec la méthode de Wan et Fell (sol MF 7), diamètre en fonction du temps (droite), loi d'érosion (gauche).</i>	75
<i>Figure III-7 : Schéma de principe du jet et paramètres du jet.</i>	78
<i>Figure III-8: a) Profil prédit des contraintes tangentielles b) Profil prédit des contraintes normales, suivant la distance à l'axe et à l'interface fluide-plan rigide pour deux distances origine jet – interface (d'après Beltaos et Rajaratnam, 1974).</i>	80
<i>Figure III-9 : Confrontation des valeurs de k_d obtenues par analyse inverse et par la méthode de Hanson et Cook (2004).</i>	84
<i>Figure III-10 : Confrontation des valeurs de τ_c obtenues par analyse inverse et par la méthode de Hanson et Cook (2004).</i>	85
<i>Figure III-11 : Diagramme comparant les indices du Hole Erosion Test et Jet Erosion Test.</i>	86
<i>Figure III-12 : Diagramme présentant la comparaison des contraintes critiques.</i>	88
<i>Figure III-13 : Mécanismes des pertes énergétiques du HET.</i>	92
<i>Figure III-14 : Courbe expérimentale de pertes de charge totale sur le système et la courbe d'ajustement quadratique.</i>	93
<i>Figure III-15 : Représentation des valeurs calculées et des mesures de perte de charge totale ainsi que les valeurs calculées de pertes générées par contraction / expansion.</i>	95
<i>Figure III-16 : Erreur commise entre l'ajustement sur les valeurs mesurées et les valeurs calculées.</i>	95
<i>Figure III-17 : Description géométrique du jet.</i>	97

<i>Figure III-18 : Profil de la vitesse de frottement quadratique en fonction de la distance r/H depuis l'axe, données de Beltaos et Rajaratnam (1974) (reproduit avec l'autorisation de l'A.S.C.E.).</i>	98
<i>Figure III-19 : Masse humide érodée en fonction de l'énergie dissipée par l'érosion, petite échelle JET (<200J).</i>	100
<i>Figure III-20 : Masse humide érodée en fonction de l'énergie dissipée par l'érosion, petite échelle HET (<200J).</i>	100
<i>Figure III-21 : Masse humide érodée en fonction de l'énergie dissipée par l'érosion, grande échelle JET.</i>	101
<i>Figure III-22 : Masse humide érodée en fonction de l'énergie dissipée par l'érosion, grande échelle HET.</i>	101
<i>Figure III-23 : Diagramme inverse du temps d'érosion en fonction de α, petite échelle de variation.</i>	103
<i>Figure III-24 : Diagramme inverse du temps d'érosion en fonction de α, grande échelle de variation.</i>	103
<i>Figure III-25 : Comparaison des α entre le JET et le HET.</i>	104
<i>Figure III-26 : Comparaison de l'inverse des temps d'érosion pour le JET et le HET.</i>	104
<i>Figure IV-1 : Balance immergeable pour la mesure sous le jet.</i>	109
<i>Figure IV-2 : Indice du JET, valeurs mesurées en fonction des valeurs calculées.</i>	115
<i>Figure IV-3 : Erreur relative moyenne entre le temps estimé et le temps mesuré par point en fonction de la durée de l'essai.</i>	116
<i>Figure IV-4 : Indice de résistance à l'érosion en fonction de la compacité et de l'état hydrique.</i>	120
<i>Figure IV-5 : Compacité atteinte en fonction de la surface développée.</i>	121
<i>Figure IV-6 : Différence de granulométries après ajout d'eau pour le sol BC (gauche, $IP = 44$) et le sol L (droite, $IP = NP$).</i>	122
<i>Figure IV-7 : Indice de résistance à l'érosion en fonction de la surface développée.</i>	123
<i>Figure IV-8 : Résultats de l'analyse en composantes principales (1) - présentation des axes principaux 1, 2 3 et 4 avec le pourcentage d'interventions des différentes variables.</i>	124
<i>Figure IV-9 : Résultats de l'analyse en composantes principales (2) - présentation des axes principaux 1, 2 avec le pourcentage d'interventions des différentes variables.</i>	125
<i>Figure IV-10 : Résultats de l'analyse en composantes principales (3) - présentation des axes principaux 1, 2 avec le pourcentage d'interventions des différentes variables.</i>	125
<i>Figure IV-11 : Indice de résistance à l'érosion mesuré en fonction de l'indice de résistance à l'érosion prédit pour la corrélation à 3 paramètres.</i>	126
<i>Figure IV-12 : Résultats de la première analyse en composantes principales pour les sols dispersifs - présentation des axes principaux 1, 2.</i>	127
<i>Figure IV-13 : Présentation de l'indice de résistance à l'érosion, et de la masse volumique sèche, en fonction de la teneur en eau massique du mélange 20% Kaolin – 80 % Sable de Fontainebleau.</i>	133
<i>Figure IV-14 : Présentation de l'évolution de l'indice de résistance à l'érosion, et de la masse volumique sèche, en fonction de la teneur en eau massique du mélange 50% Kaolin – 50% Sable de Fontainebleau.</i>	133

<i>Figure IV-15 : Présentation de l'évolution de l'indice de résistance à l'érosion, et de la masse volumique sèche, en fonction de la teneur en eau massique du matériau sol naturel P2 – énergie de compactage Normale (N).</i>	134
<i>Figure IV-16 : Présentation de l'évolution l'indice de résistance à l'érosion, et de la masse volumique sèche, en fonction de la teneur en eau massique du matériau sol naturel P2 – énergie de compactage Modifiée (M).</i>	134
<i>Figure IV-17 : Présentation de l'évolution de l'indice de résistance à l'érosion, et de la masse volumique sèche, en fonction de la teneur en eau massique du matériau sol naturel L.</i>	135
<i>Figure IV-18 : Présentation de l'évolution de l'indice de résistance à l'érosion, et de la masse volumique sèche, en fonction de la teneur en eau massique du matériau sol reconstitué Mix 1.</i>	135
<i>Figure IV-19 : Différence maximale d'érodibilité en fonction de la projection sur la ligne A.</i>	137
<i>Figure IV-20 : Différence maximale d'érodibilité en fonction de la projection sur la direction perpendiculaire à la ligne A.</i>	137
<i>Figure IV-21 : Masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau et représentation des courbes iso-saturation.</i>	138
<i>Figure IV-22 : Indice de résistance à l'érosion en fonction de l'énergie de compactage.</i>	138
<i>Figure IV-23 : Evolution de l'indice de résistance à l'érosion en fonction du degré de saturation atteint après un compactage à énergie normale et un compactage à énergie modifiée, cas du sol P2.</i>	139
<i>Figure IV-24 : Effets de la saturation à volume constant sur l'indice de résistance à l'érosion, sol P2.</i>	141
<i>Figure IV-25 : Effets de la saturation à volume constant sur l'indice de résistance à l'érosion, sol Mix 1.</i>	141
<i>Figure IV-26 : Effets de la saturation à volume constant l'indice de résistance à l'érosion et effets d'une imbibition (18h – 20 h), sol K20 S80.</i>	142
<i>Figure IV-27 : Evolution de la masse érodée sèche en fonction du temps, sol K20 S80.</i>	142
<i>Figure IV-28 : Indice de résistance à l'érosion et cohésion non drainée en fonction de la teneur en eau, sol K20 S80.</i>	144
<i>Figure IV-29 : Indice de résistance à l'érosion en fonction de la cohésion non drainée, sols K20 S80 et K50 S50.</i>	144
<i>Figure IV-30 : Indice de résistance à l'érosion et perméabilité en fonction de la teneur en eau au compactage, sol K20 S80.</i>	145
<i>Figure IV-31 : Indice de résistance à l'érosion en fonction de la perméabilité, sol K20 S80.</i>	145

Liste des tableaux

<i>Tableau II-1 : Synthèse concernant trois érodimètres à écoulement tangent à une interface eau-sol.</i>	50
<i>Tableau II-2 : Synthèse concernant deux érodimètres à jet impactant une interface eau-sol.</i>	53
<i>Tableau II-3 : Classification des cinétiques d'érosion suivant Wan and Fell (2004).</i>	57
<i>Tableau III-1 : Lieux d'essai, et description des campagnes d'essais.</i>	65
<i>Tableau III-2 : Données concernant la granulométrie.</i>	65
<i>Tableau III-3 : Données de caractérisation disponibles pour les différents sols testés, commentaires et références.</i>	66
<i>Tableau III-4 : Tableau des écarts entre la prévision à partir de l'indice JET et les valeurs réelles de l'indice HET.</i>	87
<i>Tableau IV-1 : Corrélations linéaires entre l'indice du jet et les différents paramètres, et corrélations linéaires entre l'indice du HET et les grandeurs mesurées par Wan et Fell (Interpretative report HET, 2002).</i>	112
<i>Tableau IV-2 : Variabilité des paramètres concernant les sols de l'analyse.</i>	114
<i>Tableau IV-3 : Définition des classes granulométriques des sols testés.</i>	117
<i>Tableau IV-4 : Gamme de variation des paramètres mesurés et utilisés dans l'analyse statistique.</i>	119
<i>Tableau IV-5 : Tableau synthétique de variation de l'indice de résistance à l'érosion avec la teneur en eau.</i>	136

Notations

Alphabet latin – variable une dimension

c : concentration volumique du volume porale (n) en solide fluidisé.

C_d : coefficient de diffusion du jet.

C_f : coefficient de frottement pour le jet.

d_0 : diamètre du jet à l'origine [m].

D : diamètre de la conduite [m].

D_X : diamètre au passant de X % sur la fraction grossière.

d_X : diamètre au passant de X % sur la fraction fine.

$d\Delta H$: variation de la charge au cours d'un essai de perméabilité [m].

e : indice des vides.

e_{int} : énergie interne au fluide, e.g. agitation thermique [J/kg].

f : coefficient de frottement, indice L/ laminaire, indice T/turbulent.

Fr : nombre de Froude [sans dimension].

g : constante gravitationnelle égale à $9,81 \text{ m/s}^2$.

H : charge hydraulique [m].

IP : indice de plasticité, notation iso I_p .

$I \propto$: indice de résistance à l'érosion.

J_x : terme source dans l'équation de conservation de la masse [kg/m^3].

J : distance entre l'interface et l'origine du jet [m].

J_e : profondeur d'équilibre [m] pour le jet.

J_P : distance depuis l'origine du jet à partir de laquelle la vitesse sur l'axe décroît [m].

K : perméabilité intrinsèque [m^2].

k : perméabilité de Darcy [m/s].

$k_{d,m}$: taux d'érosion massique associée à une surface [$\text{kg}/(\text{Pa.s.m}^2)$ ou s/m].

k_d : taux d'érosion volumique associée à une surface [$m/(Pa.s)$ ou $m^3/(N.s)$].

L : longueur de conduite [m].

LL : limite de liquidité, notation iso w_L .

M_X : masse d'une phase X [kg].

n : porosité du volume V considéré [m^3/m^3].

p : pression du fluide interstitiel ou pression intestitielle [Pa].

PL : limite de plasticité, notation iso w_p .

Q : débit dans la conduite [m^3/s].

R_H : rayon hydraulique de l'écoulement [m].

Re : nombre de Reynolds [sans dimension]

r : coefficient de corrélation entre 2 variables.

s : variable de Student, partie statistique.

S : surface de la section de conduite [m^2].

S_d : surface développée, en m^{-1}

S_f : pente de la surface libre [m/m].

S_R : degré de saturation de la phase des vides.

t : variable temps [s].

t_0 : temps initial [s].

u^* : vitesse de frottement calculée d'après la contrainte à la paroi [m/s].

U : vitesse du fluide [m/s].

U_0 : vitesse en sortie de jet [m/s].

V_X : volume d'une phase X [m^3].

V : volume total considéré [m^3].

w : teneur en eau.

W_x : travail associé à l'étape x [J], érosion, intra fluide, pression.

w_{LL} : état de liquidité.

w_{PL} : état de plasticité.

Alphabet grec, variable une dimension

α : angle de rotation imposé au moulinet et donc à l'élément de sol par le cissomètre [$^\circ$], ou coefficient d'érosion énergétique [kg/J].

$d\alpha$: incrément pour la rotation de l'angle du moulinet et donc de l'élément de sol [$^\circ$].

β : angle de rotation de la manivelle pour le cissomètre [$^\circ$].

κ : constante de la turbulence pour un écoulement dans une conduite circulaire pour la loi logarithmique [sans dimension]

λ : coefficient de pondération pour différentes lois d'érosion.

ρ : masse volumique au point matériel défini par la coordonnées \vec{x}_E au temps t [kg/m³].

ρ_D : masse volumique sèche sur le volume de sol [kg/m³].

ρ_X : masse volumique de la phase X, indépendante de la position [kg/m³].

ρ_s : masse volumique de la phase solide [kg/m³].

ρ_w : masse volumique de l'eau [kg/m³].

τ : contrainte de cisaillement à l'interface fluide/solide [Pa].

τ_c : contrainte critique [Pa].

χ_X : compressibilité du volume décrit par la variable X [Pa⁻¹].

μ : viscosité dynamique du fluide [Pa.s⁻¹].

ν : viscosité cinématique du fluide [m².s⁻¹].

Vecteur, et tenseur d'ordre 2

Le repère spatial est orthonormé et comprend 3 directions principales $\vec{x}_1, \vec{x}_2, \vec{x}_3$. Un vecteur va s'écrire comme : $\vec{w} = w_1 \cdot \vec{x}_1 + w_2 \cdot \vec{x}_2 + w_3 \cdot \vec{x}_3$

Une variable temporelle peut s'écrire comme la somme de la moyenne temporelle $\langle \vec{w} \rangle$ et d'une variation \vec{w}' autour de la moyenne.

∇ : opérateur différentiel Nabla.

δ_{ij} : symbole de Kronecker, $i = j$, valeur de 1, $i \neq j$ valeur de 0.

\vec{f} : forces volumiques [N/m^3], par unité de volume, dans notre cas, le poids.

\vec{i} : gradient hydraulique moyen [m/m].

\vec{n} : normale sortante à une surface délimitant un volume.

\vec{q} : débit par unité de surface [$(\text{m}^3/\text{s})/\text{m}^2$] d'un matériau granulaire.

\vec{u} : vitesse au point de coordonnées \vec{x}_E équation de quantité de mouvement sur une phase donnée [m/s].

\vec{u}_X : vitesse de déplacement de la phase X, lors de l'écriture des lois sur un volume constitué de plusieurs phases [m/s].

\vec{u} : vitesse du fluide, u_i valeur de la projection du vecteur \vec{u} sur la direction \vec{x}_i [m/s].

\vec{u}' : variation observée sur la composante de la vitesse fluide par rapport à la moyenne, u_i' projection de la variation suivant la direction \vec{x}_i .

\vec{x}_L : variable de position spatiale lagrangienne.

\vec{x}_E : variable de position eulérienne.

$\bar{\bar{\epsilon}}$: tenseur des déformations (ϵ_{ij} en notation d'Einstein).

$\bar{\bar{\sigma}}$: tenseur des contraintes (σ_{ij} en notation d'Einstein) [Pa].

$\bar{\bar{\sigma}}'_{ij}$: état de contrainte effective, vu par la phase solide [Pa].

Sigles et abréviations

A.F.NOR. : Association Française de Normalisation.

C.I.H. : Centre Ingénierie Hydraulique.

D.S.I.G. : Dam Safety Interest Group.

E.d.F. : Electricité de France

E.R.D.C. : Engineering Research and Development Center.

ER.IN.O.H. : Erosion Interne des Ouvrages Hydrauliques, programme de recherche.

G.L. : Granulométrie LASER.

H.E.R.U. : Hydraulic Engineering Research Unit.

H.E.T. : Hole Erosion Test.

I.A.H.R. : International Association for Hydro-Environment Engineering and Research.

I.F.R.E.MER. : Institut Français de Recherche pour l'Exploitation de la Mer.

J.E.T. : Jet Erosion Test.

L.C.P.C. : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

L.T.H.E. : Laboratoire d'études des Transferts en Hydrologie et Environnement.

MoJet : Erodimètre à jet mobiles L.C.P.C.

N.A.C.A. : National Advisory Committee for Aeronautics.

R.E.M.R. : programme de recherche du WES, Repair Evaluation Maintenance Rehabilitation.

R.C.T. : Rotating Cylinder Test.

SY.M.A.D.R.E.M. : Syndicat Mixte interrégional d'Aménagement des Dignes du Delta du Rhône et de la Mer

U.S.B.R. : Bureau des Réclamations, département d'Etat de l'Intérieur.

U.S.D.A : département d'Etat des U.S.A. concernant l'agriculture.

V.E.R. : Volume Elémentaire Représentatif.

W.E.S. : Waterways Experiment Station, la nouvelle appellation est E.R.D.C.

Avant-propos

L'optimisation de la gestion des ouvrages hydrauliques en terre et leur durabilité nécessite la caractérisation de la sensibilité à l'érosion des sols qui constituent ces ouvrages et leur fondation. Cette problématique a conduit un partenaire français et trois partenaires des Etats Unis du Dam Safety Interest Group (D.S.I.G.) à s'associer pour développer un programme de recherche. Ces laboratoires sont : Centre d'Ingénierie Hydraulique (CIH) de Electricité de France ; Bureau of Reclamation – Denver; Agricultural Research Service HERU – Stillwater et US Army Corps of Engineers ERDC – Vicksburg.

La complexité de cette problématique nécessite une approche interdisciplinaire. Une collaboration scientifique entre le Centre d'Ingénierie Hydraulique et l'équipe Interactions Eau-Géomatériaux de l'Institut de Recherche en Génie-Civil et Mécanique (GeM) s'est donc mise en place.

Le programme de recherche a ainsi associé cinq laboratoires :

- le CIH pour le pilotage du programme,
- l'équipe Interactions Eau-Géomatériaux de l'Institut GeM pour la réalisation et l'interprétation des essais,
- le Bureau of Reclamation pour la fourniture d'un érodimètre et de matériaux ainsi que le prêt de différents matériels,
- le HERU pour la mise à disposition d'une méthode d'interprétation, la fourniture de matériaux et le prêt de différents matériels,
- le ERDC pour la fourniture de matériaux et le prêt de différents matériels.

Plusieurs campagnes d'essais ont ainsi été réalisées dans les trois laboratoires aux Etats-Unis (durée totale de 9 mois) ainsi qu'en laboratoire et in-situ en France. Afin de pouvoir confronter les résultats obtenus à l'aide des différents appareillages utilisés, les normes expérimentales nord américaines ont dues être choisies.

Cette étude a été financée par le CIH qui a accepté la publication du présent rapport. Les détails des mesures et calculs ne sont toutefois pas consignés dans ce document public. Pour l'obtention de ces éléments détaillés, le lecteur pourra en faire la demande après du CIH.

Chapitre I Introduction

1 Cadre général de l'étude

Le phénomène d'érosion recouvre différentes échelles temporelles et spatiales qui vont de la minute pour la pluie sur un champ, l'heure pour la rupture d'un barrage, le siècle voire des millénaires pour la mobilité du lit d'un fleuve. L'échelle de temps va dépendre à la fois de la résistance du matériau subissant l'érosion et des conditions environnementales au sens large (météorologie, écoulement, gel-dégel,...). En général, les conséquences sont bien plus observées que le phénomène d'érosion lui-même. Ces dernières sont un transport de matériau et une modification de géométrie. L'érosion peut donc être vue comme une dégradation locale du matériau associée à un transport de particules constitutives de ce matériau.

Dans le cadre de cette thèse, l'érosion sera considérée du point de vue du Génie Civil. Les problèmes sur les ouvrages y sont récurrents à des échelles fonctionnelles et temporelles plus ou moins importantes. Dans les cas extrêmes, l'érosion peut engendrer la rupture de l'ouvrage. On peut citer celle du barrage de Teton, Idaho 1976, avec une estimation des dommages de 400 à 1000 millions de dollars. En France, l'érosion est globalement responsable d'une rupture d'ouvrage par an, en général ces ouvrages assurent la protection contre les inondations en cas de crue. Les coûts associés à la rupture de tels ouvrages peuvent être conséquents.

Face aux enjeux et dangers représentés par de telles ruptures sur des ouvrages de natures différentes (de type industriel Figure I-1, ou de protection et chenalisation Figure I-2), le législateur a défini des garde fous. Il impose des documents réglementaires aux concessionnaires et propriétaires des ouvrages. En général, la plupart des pays développés possèdent de tels règlements. Dans le cadre de la législation française, il est dorénavant nécessaire pour les propriétaires et concessionnaires d'ouvrage (Arrêté du 12/06/2008, Homobono et al. 2008) de définir la cinétique des effets suite à un accident sur l'ouvrage ; un des dangers potentiels décrits explicitement est la rupture d'une partie de l'ouvrage. Or dans le cas des ouvrages en remblais, la cinétique est guidée d'une part par les matériaux et d'autre part par les conditions de l'écoulement. Soutter et al. (2007) distinguent les deux parties au travers des définitions de l'érodibilité et de l'érodabilité. Ils suggèrent de nommer érodibilité la sensibilité à l'érosion pour un matériau donné « héritée » de ses propriétés intrinsèques.

L'érodabilité quant à elle serait la sensibilité globale d'un milieu à l'égard d'une érosion hydrique. Dans le cadre de cette thèse, l'érodibilité est considérée comme équivalente à l'érodabilité, bien que la notion d'érodabilité soit incluse dans la notion d'érodibilité.



Figure I-1 : Vue sur Glendo dam (Wyoming).



Figure I-2 : Vue sur les digues de protection du Rhône, vers Arles.

La mise en application de l'arrêté (Homobono et al. 2008) amène l'ingénieur à identifier les différents mécanismes d'érosion, puis à rechercher et à développer des outils et des méthodes pour quantifier l'érodibilité des matériaux.

En analysant les données des ruptures historiques sur un barrage en remblai, le principal mode de rupture associé aux grands barrages est la surverse (30% des cas pour les barrages en terre avant 1953, Middlebrooks (1953), et 36% des cas de rupture observée sur l'ensemble des barrages en remblais avant 1986, Foster et al. (2000)). Foster et al. (2000) observent une rupture par érosion interne (piping) sur 46,1 % des ouvrages. Les phénomènes couverts par ce terme sont variés et ont fait l'objet de plusieurs définitions terminologiques.

2 Problématique scientifique – Démarche scientifique

L'analyse des ruptures d'ouvrages met en évidence deux principaux mécanismes dans les heures précédant la formation d'une brèche : l'écoulement au sein d'une conduite dont le

diamètre s'agrandit jusqu'à l'effondrement du toit, et le mécanisme de surverse. Ces mécanismes qui peuvent tous deux être qualifiés d'érosion d'interface se développent principalement au sein d'ouvrages constitués de matériaux fins. Ces sols fins seront donc le type de sols testés dans le cadre de cette étude.

Dans ces deux principaux mécanismes de rupture, le phénomène d'abrasion et de transport du matériau est mis en avant. Ce phénomène peut être induit par l'impact d'un jet, ou un écoulement tangent à l'interface de sol. Des appareils ont donc été développés permettant une certaine mesure des phénomènes physiques de l'érosion dans ces conditions (Lefebvre et al., 1986 ; R.E.M.R., 1985 ; Briaud et al. ; 2001 ; Hanson et Cook, 2004). Dans la littérature, les classifications d'érodibilité des sols sont associées à l'appareil utilisé. L'analyse de la stabilité globale de l'ouvrage nécessite donc la réalisation d'essais avec un appareil pour chaque mécanisme.

L'objectif de cette étude est d'améliorer la caractérisation de la sensibilité à l'érosion des sols fins:

- en proposant d'une part une analyse des mesures qui soit valide pour les deux appareils et donc pour les deux mécanismes de rupture,
- et d'autre part en étudiant l'influence de différents paramètres physiques des sols.

Dans un souci de représentativité et de répétitivité, les échantillons testés sont préparés par un seul opérateur de manière rigoureuse. Une partie de l'historique du matériau (contraintes, saturation...) va être intégrée à l'étude. Cet historique consiste sur l'ouvrage en une mise en place avec un compactage plus (rouleau compresseur vibrant, pieds de moutons...) ou moins (à la main) dynamique. Puis, le matériau va évoluer sous l'action de facteurs environnementaux de l'ouvrage notamment la variation de son degré de saturation.

3 Plan du rapport

La première partie de ce document est consacrée à une réflexion bibliographique sur la caractérisation du comportement d'un sol, du comportement d'un fluide et sur les paramètres permettant leur description. La caractérisation de l'interaction eau-sol sous la forme d'une érosion nécessite l'élaboration d'une loi d'érosion constitutive associée à des paramètres dont les valeurs permettront de quantifier la sensibilité des sols à l'érosion.

La deuxième partie décrit l'étude expérimentale effectuée et présente les sols utilisés pour l'étude. Cette partie est complétée par une bibliographie descriptive des essais d'érosion pratiqués. Elle aboutit à la comparaison de deux appareils en utilisant les méthodes d'interprétation présentes dans la littérature qui sont associées aux appareils. Ensuite, une approche en énergie qui permet la définition de l'indice d'érodibilité valide pour les deux appareils est développée et utilisée. La confrontation des essais réalisés avec les deux appareils sur les différents sols testés permet d'aboutir à une même classification d'érodibilité, indépendante de l'appareil utilisé et donc du mécanisme modélisé.

La troisième partie analyse la variabilité de la sensibilité à l'érosion de chaque sol testé. Une première étape est consacrée à l'étude de la sensibilité des sols compactés au voisinage de l'optimum Proctor. Dans une deuxième approche, la variabilité de la sensibilité à l'érosion est étudiée de part et d'autre de cet optimum Proctor.

Chapitre II Etude bibliographique

1 Introduction

En général, les milieux continus sont décrits par des équations de conservation particulières, décrivant un volume élémentaire de matière de manière continue. Elles sont formulées dans un cadre eulérien pour un volume de matériau donné. C'est-à-dire que l'on est observateur à un point spatial fixé à la différence de la description lagrangienne, qui considère un repère fixé à la matière. Ce dernier repère est utilisé pour l'écriture des équations dynamiques. Il est décrit par 4 variables, 3 directions spatiales et le temps.

La transformation tangente est la fonction qui permet d'associer au point matériel (un point de matière qui vérifie l'équation de la quantité de mouvement) \bar{x}_L au temps $t = 0$ à sa position spatiale au temps t , soit sa coordonnée eulérienne. Cette transformation assure aussi le changement de variables entre lagrangienne et eulérienne.

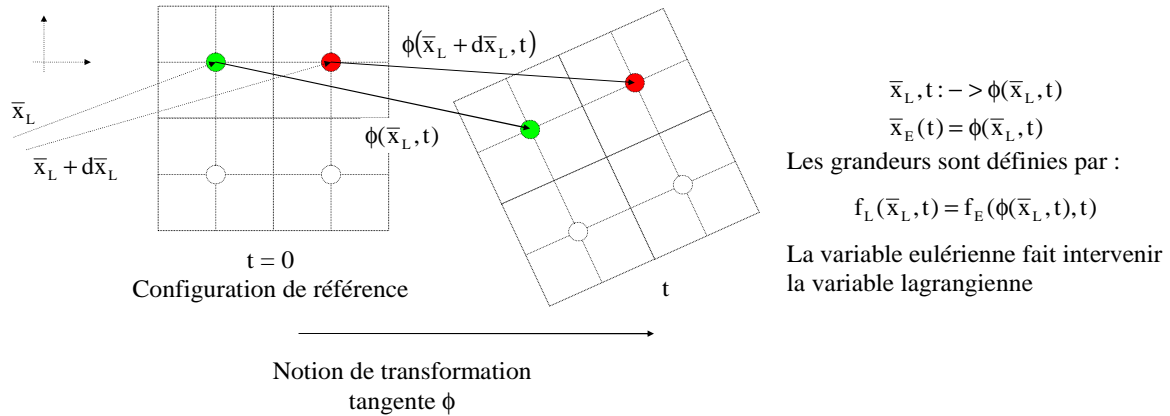


Figure II-1 : Notion de transformation tangente.

A partir de ces coordonnées sont définies les variables cinématiques du point matériel et aussi d'un Volume Élémentaire Représentatif (V.E.R.), voir Figure II-1.

Les équations de conservation sont ensuite écrites sur un ensemble de points matériels et donc pour un V.E.R., et transformée en une équation écrite dans un repère eulérien.

Conservation de la quantité de mouvement :

$$\frac{\partial(\rho \bar{u})}{\partial t} + \text{div}(\rho \bar{u} \otimes \bar{u}) = \nabla \cdot \bar{\sigma} + \bar{f} \quad (II-1)$$

Conservation de la masse :

$$\frac{\partial(\rho)}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \bar{u}) = 0 \quad (II-2)$$

$\bar{\sigma}$: tenseur des contraintes au point défini de coordonnées $\bar{x}_E = \phi(\bar{x}_L, t)$.

ρ : masse volumique au point matériel défini par la coordonnées \bar{x}_E au temps t .

\bar{u} : vitesse au point de coordonnées \bar{x}_E .

\bar{f} : forces volumiques, par unité de volume, dans notre cas, le poids.

\otimes : produit tensoriel.

Sur ce volume, un état de contrainte moyen ($\bar{\sigma}$) est défini ainsi que les grandeurs cinématiques du volume (vitesse ou déformation). Les grandeurs cinématiques intéressantes vont dépendre de la loi de comportement considérée, pour le matériau solide : déformation locale en générale, pour le fluide : vitesses de déformation.

Dans le cadre d'un régime permanent, dans lequel la différentielle en temps est nul, il est possible d'écrire :

$$\rho(\nabla \bar{u} \cdot \bar{u}) = \nabla \cdot \bar{\sigma} + \bar{f} \quad (II-3)$$

Les équations définissant les conditions aux limites (sur la frontière du volume de matériau considéré) s'ajoutent dans la définition de notre problème. Les conditions limites sont définies sur la surface externe au problème posé, et en conditions initiales. Elles peuvent être d'origine cinématique : la vitesse (fluide) / déplacement-déformation imposé(e) (solide) ou dynamique : la contrainte. Les conditions limites sont réduites à trois valeurs sur la surface (deux dans le plan tangent à la surface et une normale à la surface), ce qui nous fait 3 équations supplémentaires.

Si on se place dans le cadre d'un milieu de Cauchy, c'est-à-dire que l'on applique pas de couple à l'échelle des surfaces du volume du V.E.R., on trouve un tenseur des contraintes symétriques et donc 6 inconnues. Il est alors possible de décomposer ce tenseur comme une partie symétrique et une partie déviatoire.

$$\begin{aligned} \sigma_{ij} &= S_{ij} + D_{ij} \\ \text{Tr}(D_{ij}) &= 0 \end{aligned} \quad (II-4)$$

La loi de comportement va consister à relier les contraintes aux déformations (géomatériau) ou vitesses de déformations (fluides).

Depuis le milieu du XIX^{ème} siècle, des appareillages et des méthodologies ont été développés pour évaluer les caractéristiques physiques, mécaniques (résistance) et hydrauliques des sols dans le but d'une utilisation en ingénierie. Ces approches sont basées sur la définition des lois de comportement et de la recherche des paramètres afférents. Dans la

partie suivante, seront détaillées les différentes descriptions du matériau et du fluide en terme d'ingénierie sur un volume de matière de longueur donnée.

2 Caractérisation « géotechnique » d'un sol et de sa résistance

2.1 Loi de comportement pour un sol

Pour un géomatériau, dans le cadre d'un développement pseudo statique (vitesse de déplacement particulaire lente $\dot{u} \approx 0$, équilibre permanent), les équations (II-1) et (II-2) sont utilisées pour décrire la transformation d'un volume matériel au cours du temps.

On se retrouve avec deux expressions d'un équilibre : une tensorielle et une scalaire, soit 4 équations. L'équation scalaire implique, pour une masse volumique constante de solide, les variations de volume entre l'état initial et l'état final. Celles-ci pourront être évaluées à partir des déformations locales du milieu ε_{ij} , soit 6 inconnues.

En incluant les conditions limites (déformations ou contraintes), on se retrouve avec 12 inconnues pour 6 équations. Une relation constitutive entre les déformations et les contraintes doit être proposée pour fermer le système.

Cette relation peut être définie de 2 façons :

- Incrémentale, c'est-à-dire que l'on va décrire le milieu à partir de sa réponse à un incrément : $d\varepsilon_{ij} = f(d\sigma_{ij})$ avec f linéaire ou non ;
- Ou de manière intégrale, avec une relation directe entre la déformation et la contrainte, soit une relation de type : $\varepsilon_{ij} = f(\sigma_{ij})$.

Ces relations permettent de fermer le problème concernant le solide. Ces lois mathématiques au niveau du V.E.R. seront construites à partir de mesures ou de développements théoriques. On trouvera ce problème de lois de comportement traité dans l'ouvrage de Darve (1987).

D'une manière générale, et dans la mesure des possibilités techniques, la caractérisation précise du comportement d'un sol nécessite la mesure des grandeurs suivantes en parcourant des chemins de chargement (contraintes (triaxial) / contraintes-déformations (oedomètre)) simples :

- déplacement, variation de volume, vitesse de déplacement ;

- force, pression de confinement.

Un exemple de chemin de contrainte est un essai de compression simple, une force est appliquée suivant la direction donnée par l'axe de l'échantillon.

2.2 Notion de contrainte effective

Dans le cas d'un matériau poreux-saturé, les équations ci-dessus permettent de décrire ce qui se passe sur le V.E.R. sur la phase solide. Pour cela, Terzaghi (1936, cité par Terzaghi et Peck, 1948) a posé le concept de contraintes effectives. La phase solide et le fluide interstitiel sont distingués. De cette manière, la contrainte totale subie par le volume élémentaire représentatif se décompose en une pression supportée par le fluide (on suppose qu'au premier ordre le fluide reprend seulement une pression) et une contrainte supportée par la phase solide nommée contrainte effective. Cette approche peut être formulée par :

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + p\delta_{ij} \quad (II-5)$$

p : pression du fluide interstitiel ou pression interstitielle ;

δ_{ij} : symbole de Kronecker ;

σ_{ij} : état de contrainte totale vu par le V.E.R. ;

p : pression du fluide interstitiel ;

σ'_{ij} : état de contrainte supporté par la phase solide.

Ainsi, les lois de comportement (à l'échelle du V.E.R.) de la phase solide n'auront plus comme paramètre la contrainte totale mais la contrainte effective. Il y a un début d'interaction avec l'eau au travers du terme de pression interstitielle. Cela est suffisant dans un cadre pseudo-statique, où les effets de l'écoulement sont négligeables. En terme de mesure, il faut ajouter les paramètres d'état de l'eau (pression interstitielle). Le cas non saturé n'est pas traité, toutefois des informations peuvent être retrouvées dans la référence Delage et Cui (2001).

2.3 Caractéristiques physiques du sol

La caractérisation du matériau ne passe pas uniquement par le comportement mécanique. Le matériau sol est le résultat de son histoire géologique. Dans notre cas, ce matériau sera essentiellement issu d'une altération de la croûte terrestre. L'érosion de surface par mécanisme éolien ou hydraulique constitue l'un des mécanismes principaux de

l'élaboration d'un matériau granulaire naturel. Il est possible que le matériau soit obtenu après une dégradation plus artificielle (explosion et broyage), e. g.: un matériau de carrière.

Les produits de cette dégradation et de l'histoire géologique seront caractérisés

- par leur nature :
 - une minéralogie, mélange de minéraux argileux (kaolinite, illite, montmorillonite...), et minéraux (quartz, calcaire...), dépendant de la roche dégradée.
 - des matières organiques (décomposition de végétaux) suivant les lieux.
 - une granulométrie, taille de grains allant du μm au mètre.
- leur arrangement (peut être vu comme une conséquence mécanique de l'histoire des chargements) :
 - un arrangement des particules constitutives du sol, conduisant à une structure pour supporter les charges.
 - la présence ou non d'eau liquide en plus des matières minérales et organiques.

Notons qu'en génie civil, le terme argile désigne une granulométrie inférieure à $2\ \mu\text{m}$ voir $5\ \mu\text{m}$ (fonction de la norme utilisée), tandis qu'en géochimie il désigne un minéral.

a) Paramètres de description des trois phases constitutives du sol

D'après le paragraphe précédent, il est nécessaire de définir des variables à l'échelle d'un volume de sol (vue de droite, sur la Figure II-2), nommé aussi volume élémentaire représentatif (V.E.R.). Dans sa représentation, deux phases continues sont définies (vue de gauche, sur la Figure II-2), le vide et la phase solide. Puis, la quantité d'eau incluse dans la phase vide est redéfinie d'après les deux quantités précédentes. Pour quantifier les trois phases en présence (solide, eau et air), plusieurs variables peuvent être utilisées.

Masse et poids volumiques

La masse volumique d'une phase X (ρ_X) est définie comme le rapport de la masse (M_X) sur le volume occupé (V_X) continu occupé par la phase X. Le poids volumique (γ_X) est la masse volumique pondérée par la gravité $g = 9,81\ \text{m/s}^2$. La masse volumique moyenne d'un grain de sol (valeur moyenne couramment adoptée : quartz) (ρ_s) est de $2650\ \text{kg/m}^3$ (quartz),

cette dernière est dépendante de la minéralogie. La masse volumique moyenne de l'eau (ρ_w) est de 1000 kg/m³.

$$\rho_x = \frac{M_x}{V_x} \quad (II-6)$$

Il est possible de définir la masse volumique humide (ρ_H) et la masse volumique sèche (ρ_D) de notre volume.

$$\rho_H = \frac{M_{Eau} + M_{Sol}}{V} \quad (II-7)$$

$$\rho_d = \frac{M_{Sol}}{V} \quad (II-8)$$

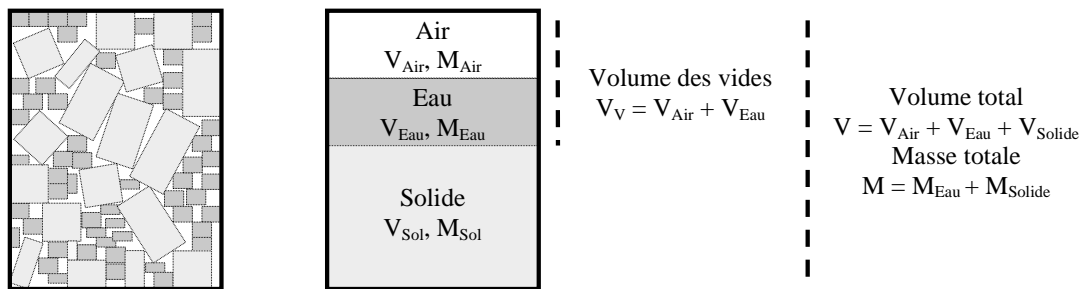


Figure II-2: Volume élémentaire représentatif, à gauche vue réelle, à droite vision descriptive.

Indice des vides et porosité

L'indice des vides et la porosité définissent la quantité de vide suivant deux références.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (II-9)$$

L'indice des vides (e) est le rapport entre le volume des vides et la phase solide. La porosité (n) est le rapport entre le volume des vides et le volume total.

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{e}{1+e} \quad (II-10)$$

Une notion connexe est la compacité définie comme le rapport entre le volume de solide (V_s) et le volume total (V).

$$c = \frac{V_s}{V} = \frac{\rho_d}{\rho_s} \quad (II-11)$$

Teneur en eau et degré de saturation

L'eau contenue dans le volume est définie par rapport aux paramètres précédents. Pour le géotechnicien, la teneur en eau (w) est le rapport entre la masse d'eau et la masse de solide inclus dans le volume.

$$w = \frac{M_{\text{Eau}}}{M_{\text{Solide}}} \quad (II-12)$$

Pour le hydrologues, la teneur en eau est définie comme le rapport du volume d'eau sur le volume total considéré.

Le degré de saturation (S) quantifie la proportion d'eau dans le volume des vides.

$$S_R = \frac{V_{\text{Eau}}}{V_V} = \frac{w}{\rho_s - \rho_d} \frac{\rho_s \rho_d}{\rho_w} \quad (II-13)$$

b) Analyse granulométrique et diagramme ternaire

Du fait de leurs caractéristiques très différentes, les fractions fines ($< 74 \mu\text{m}$) et grossières du sol sont distinguées. Une analyse granulométrique est menée pour la fraction grossière par tamisage, par voie humide (XP P 94-041//U.S.B.R. 5335) ou par voie sèche (NF P 94-056//U.S.B.R. 5325). Pour la fraction fine, l'analyse est menée par sédimentométrie pour (NF P 94-057//U.S.B.R. 5330) et/ou à l'aide d'un granulomètre LASER. La Figure II-3 présente la dénomination des constituant de sol basée sur la granulométrie, proposée par Mitchell, 1993. La dénomination dans les normes approche ces valeurs, mais est dépendante de ces dernières.

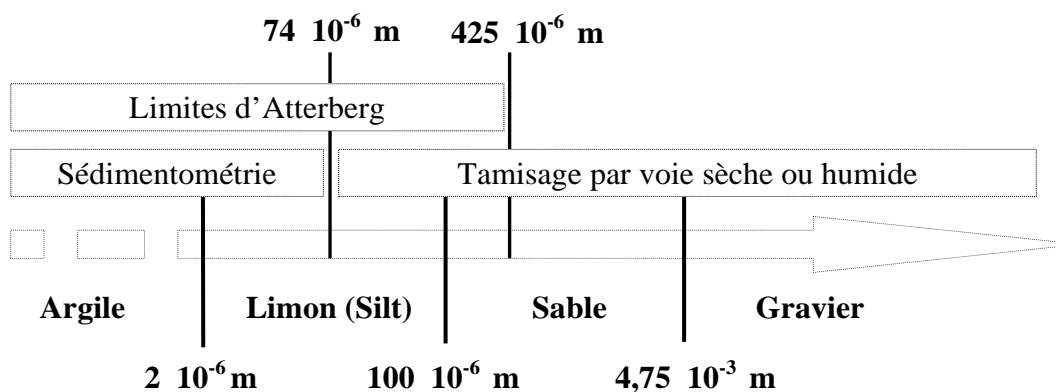


Figure II-3 : Classification des sols suivant la granulométrie, adaptation de Mitchell (1993).

Suivant les pourcentages de ces différents composants, différentes textures sont définies, Figure II-4.

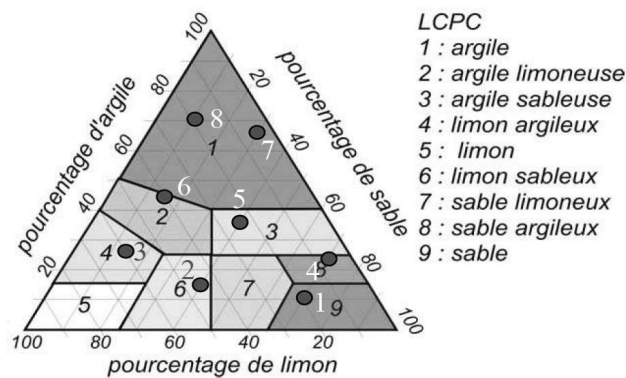


Figure II-4 : Classification des sols fins, diagramme ternaire du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (cité par Pham, 2008).

c) Limites d'Atterberg et classification

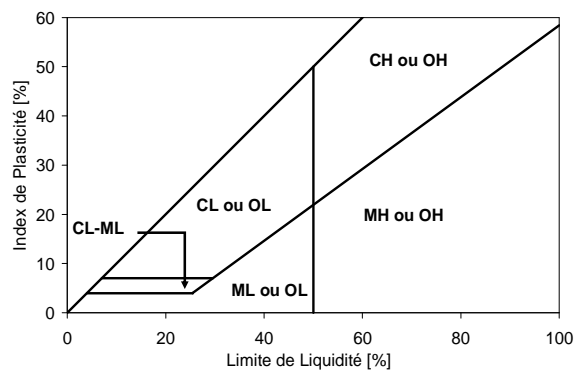
Le comportement de la fraction fine dépend beaucoup de sa teneur en eau et de sa minéralogie. Une classification suivant un critère additionnel à la granulométrie s'avère donc nécessaire. Ainsi, on utilisera les limites d'Atterberg (Mitchell, 1993) : la limite de liquidité et la limite de plasticité. En pratique, cet essai est réalisé sur la fraction de matériau inférieure à 425 μm .

Limite de liquidité : teneur en eau limite supérieure pour laquelle le matériau va atteindre une déformation donnée (fermeture d'une fente) pour une certaine énergie dynamique appliquée au sol (25 chutes de la coupelle). Cette teneur en eau particulière matérialise la limite entre l'état liquide et l'état plastique du sol testé.

Limite de plasticité : teneur en eau limite pour laquelle le sol va présenter une certaine cohésion associée à une présence de fissuration du matériau. Elle permet de distinguer l'état plutôt plastique (déformation importante sans dissociation du matériau) de l'état grenu du sol. En deçà de cette teneur en eau, le sol se présente sous forme de plusieurs morceaux.

La limite de liquidité peut être déterminée par le test de la coupelle de Casagrande (NF P 94-051//U.S.B.R. 5355 - définition), ou par la méthode dite du cône (NF P94-052-1, méthode de référence dans l'ISO). Quant à la limite de plasticité, elle est déterminée par la méthode dite des rouleaux (NF P 94-051//U.S.B.R. 5360).

L'indice de plasticité est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité. Casagrande a proposé une classification de la fraction fine qui repose sur l'indice de plasticité et la limite de liquidité (Figure II-5). Différentes catégories sont définies suivant le comportement avec l'eau et la composition des fines.



C – Clay // argile
M – Silt
O – Organic // Organique
L – Lean // Peu plastique
H – High // Très plastique

Figure II-5: Classification de la fraction fine (< 425 µm), abaque de Casagrande (cité par Bureau of Reclamation, 1990)

Le système de classification universel (« Universal Soil Classification System») est basé à la fois sur la granulométrie et l’abaque de Casagrande.

Par la suite, les dénominations granulométriques sont les suivantes, basées sur les coupures préconisées par le Bureau of Reclamation, 1990 pour différents tests :

- Argile, fraction inférieure ou égale à 2 µm ;
- Limons, fraction comprise entre 2 µm et 74 µm ;
- Sables fins, fraction comprise entre 74 µm et 425 µm
- Sables grossiers, fraction comprise entre 425 µm et 4,75 mm.

d) Essais Proctor

Une autre caractérisation fondamentale du matériau est réalisée à l’aide de l’essai Proctor (Normal ou Modifié). Cet essai consiste à mesurer la densité sèche obtenue après mise en place du matériau avec une énergie de compactage dynamique (dame tombant sur le sol) une teneur en eau donnée (NF P 94-093//U.S.B.R. 5500). Le résultat de l’essai est la masse volumique sèche optimale et la teneur en eau correspondante à une énergie de compactage donnée. Cette énergie de compactage est censée être représentative de celle des engins de chantier. De part et d’autre de cet optimum sont définies la zone sèche et la zone humide. Ces essais sont classiques en ingénierie et de nombreux chercheurs ont réalisés différents types d’essais sur des échantillons compactés suivant le protocole Proctor.

e) Résistance au cisaillement du sol

La cohésion est la capacité d’un volume de matériau à reprendre un effort de cisaillement pur sans confinement, elle définit une partie du critère de rupture. Dans le cadre de cette étude, des essais scissométriques de laboratoire sont effectués (NF P 94-

072//U.S.B.R. 5765) (Figure II-6). La résistance ainsi mesurée est appelée « cohésion non drainée », du fait de l'importante vitesse de déformation imposée.

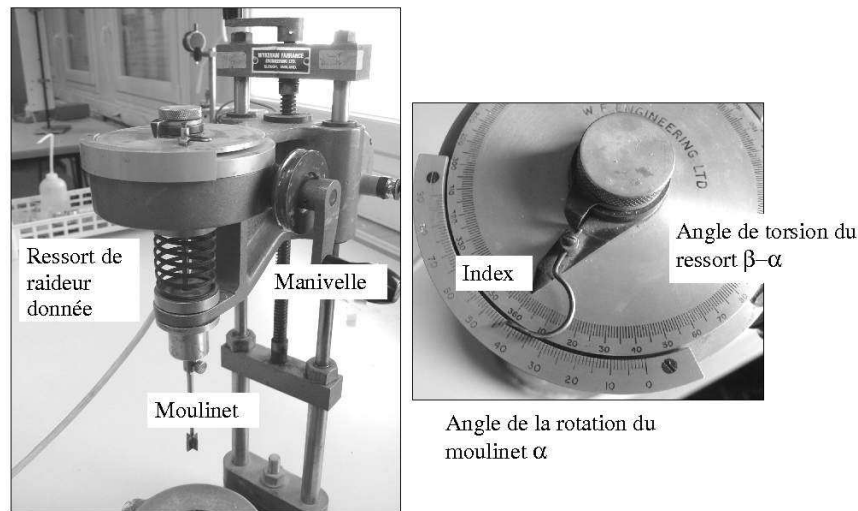


Figure II-6 : Scissomètre de laboratoire : vue descriptive.

Un moulinet cruciforme est fiché dans l'échantillon. Celui-ci est relié à une manivelle par un ressort de raideur donnée en torsion. Une rotation d'angle α est imposée au moulinet en tournant la manivelle d'un angle β . Le différentiel de l'angle $\beta - \alpha$ correspond à la torsion du ressort. Cette torsion est la conséquence du couple appliqué par le sol sur le moulinet. Les valeurs de ces deux angles sont lues sur le cadran en partie supérieure grâce à un index, entraîné par frottement par le cadran, et retenu par un pointeau fixé par rapport à l'élément de sol : la torsion du ressort correspond au cadran intérieur, le cadran extérieur correspond à la déformation de l'élément de sol.

On incrémente la rotation du moulinet d'un angle $d\alpha$, environ 1° . Puis, on relève l'angle de torsion. Ces opérations sont effectuées jusqu'à la décroissance ou la stagnation de l'angle de torsion pour un incrément donné. L'angle de torsion maximal, associé à la raideur du ressort utilisé et à la surface de cisaillement, donne accès à la valeur de cisaillement maximale appliquée au sol. Cet appareil existe en version de poche et en version in-situ afin de caractériser un sol sur site.

Des caractéristiques correspondantes à une loi de comportement peuvent être évaluées en effectuant des chargements simples avec une métrologie plus complète. Les conditions de drainage des essais y sont importantes pour les contraintes vues par le squelette granulaire. Il s'avère donc nécessaire de mesurer la pression du fluide interstitiel au sein de l'échantillon.

2.4 Dispersion du sol

Les sols peuvent réagir chimiquement (e.g. dissolutions des minéraux) avec le fluide environnant, dans notre cas l'eau. Une argile est dite dispersive (définition par l'A.S.T.M.) si la turbidité de l'eau s'étend dans l'espace avec une « eau immobile » (définition du crumb test). La formation et le déplacement de ce halo de turbidité sont liés à un déséquilibre de concentrations et une dissolution de l'argile. Ce n'est donc pas un phénomène mécanique, mais chimique.

a) Essai d'émiettement

L'essai d'émiettement (« crumb-test », U.S.B.R. 5400) permet d'évaluer la dispersivité d'une argile. Un cube de sol est posé dans l'eau (cf. Figure II-7). L'évolution de celui-ci et de la turbidité de l'eau l'environnant sont observées toutes les heures pendant 6 h après l'immersion. On peut distinguer un nuage de turbidité autour de l'échantillon. Suivant la taille de ce nuage, sa turbidité et l'état du cube, un jugement est émis pour la dispersion.

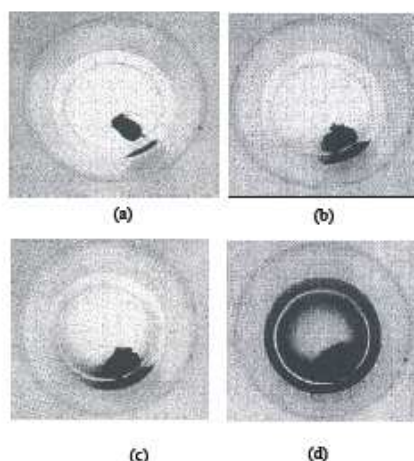


Figure II-7 : Essai de « crumb-test » (a) Non dispersif – grade 1 (b) Faiblement dispersif – grade 2 (c) Dispersif – grade 3 (d) Très dispersif – grade 4.

b) « Pin-hole test »

Le pin-hole test (U.S.B.R. 5410) est un autre essai permettant de quantifier cette dispersion avec un effet d'écoulement. Un trou d'épingle est foré au sein de l'échantillon (Figure II-8). Un écoulement est généré au travers de celui-ci en imposant une charge hydraulique en entrée. Au bout d'une durée normalisée, le débit de sortie est mesuré. En plaçant le point de coordonnées temps-débit dans le plan approprié, on déduit la dispersivité du sol. 7 classes de dispersion sont définies (Figure II-8).

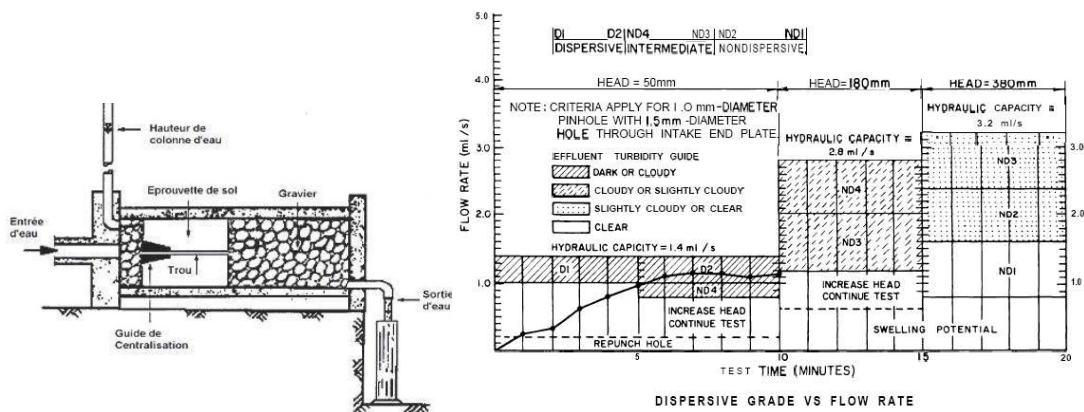


Figure II-8 : Essai de « pin-hole test » et plan pour la classification.

Contrairement au crumb-test où la déstabilisation du matériau provient uniquement de l'imbibition et la réaction « chimique » sur le matériau, dans le cas du pin-hole test, un effort mécanique généré par l'écoulement peut amener une déstabilisation du matériau.

Pham et al. (2008) ont modifié l'essai d'émiettement (« crumb-test ») afin de contrôler plus efficacement le protocole de réalisation des essais. Ils ont instrumenté la mesure du tassement et/ou du gonflement. Cette approche permet de quantifier plus finement l'interaction eau-sol et la stabilité de l'élément de sol.

Les essais de retrait faits par les pédologues (Braudeau, 1988) permettent aussi d'évaluer en partie le comportement du sol avec l'eau.

Dans cette partie, l'eau a été vue comme un paramètre conditionnant la stabilité du sol chimique ou mécanique du sol. Dans la partie suivante, nous nous placerons du point de vue du fluide, en regardant les effets du sol sur un écoulement d'eau. Le sol va être considéré comme une paroi fixe pour l'écoulement.

3 Caractéristiques d'un écoulement

La loi fluide définit les contraintes par rapport aux vitesses de déformations du volume matériel.

3.1 Loi de comportement fluide, et écoulements

Pour un fluide, on utilise les équations d'équilibre du milieu continu définissant la dynamique de l'écoulement. La description eulérienne dans ce cas permet d'éviter de suivre les particules de fluide sur de grandes distances, mais se concentre sur un volume de l'espace. Dans le cas du fluide, on est intéressé par les vitesses et non les déformations. En effet, le fluide ne possède pas de formes propres à la différence d'un solide. Il a tendance à s'écouler et à ne pas pouvoir soutenir un cisaillement. L'eau a une faible compressibilité (χ_{eau}).

$$\chi_{\text{Eau}} = -\frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial P} = 4,5 \cdot 10^{-10} \text{ Pa}^{-1} < \chi_{\text{Squelette}} = 10^{-6} \text{ Pa}^{-1} \quad (\text{II-14})$$

En considérant dans l'équation de conservation de la masse et l'incompressibilité, on obtient l'équation (II-15) pour l'eau :

$$[\rho_w \nabla] \cdot \vec{u} = 0 \quad (\text{II-15})$$

ρ_w :masse volumique

\vec{u} : vecteur vitesse pour le fluide.

L'eau est considérée comme ayant un comportement dit newtonien basée sur les hypothèses suivantes :

- invariance par rotation.
- le déviateur des contraintes s'exprime comme une combinaison linéaire des gradients de vitesse, il apparaît la viscosité cinématique μ du fluide.

$$D_{ij} = \mu \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (\text{II-16})$$

La partie symétrique du tenseur va s'écrire comme :

$$S_{ij} = -p \delta_{ij} - \frac{2}{3} \delta_{ij} \mu \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) \quad (\text{II-17})$$

Deux autres hypothèses peuvent être effectuées :

- dans le cas d'un fluide incompressible, la partie divergence du tenseur de vitesses de déformations est nulle.
- les variations spatiales de viscosité sont négligeables.

En remplaçant dans l'équation (II-1) le tenseur des contraintes par cette loi de comportement, on obtient l'équation de Navier-Stokes.

$$\rho_w \frac{\partial(\vec{u})}{\partial t} + \rho_w (\vec{u} \cdot \nabla)(\vec{u}) = -\nabla p + \mu \nabla^2 \vec{u} + \vec{f} \quad (II-18)$$

\vec{f} : force de volume.

Des grandeurs de référence (jauges) du système sont choisies afin de décrire l'écoulement. Celles-ci sont une vitesse U_0 , une contrainte $P_0 = \rho U_0^2$, qui est 2 fois la pression dynamique de l'écoulement, et une longueur caractéristique d'écoulement x_0 . Le temps caractéristique T_0 peut être calculé en posant $x_0 = U_0 T_0$. A l'aide de ces grandeurs de référence, on peut réécrire l'équation de la quantité de mouvement associée à un volume élémentaire de manière adimensionnelle représentée par l'indice *.

$$\frac{\partial(\vec{u}^*)}{\partial t} + (\vec{u}^* \cdot \nabla)(\vec{u}^*) = -\nabla p^* + \frac{1}{Re} \nabla^2 \vec{u}^* + \vec{f}^* \frac{1}{Fr^2}$$

$$\frac{1}{Re} = \frac{\mu}{\rho_w} \frac{1}{U_0 x_0} \quad (II-19)$$

Le nombre de Froude va être dépendant des forces volumiques en présence. Dans le cas, d'un potentiel de pesanteur (g), ce dernier s'écrit :

$$Fr^2 = \frac{U_0^2}{g x_0} \quad (II-20)$$

Avec Y grandeur quelconque ayant pour référence Y_0 .

$$Y^* = \frac{Y}{Y_0} \quad (II-21)$$

Le nombre de Reynolds (Re) ainsi introduit caractérise l'influence de l'inertie (terme de gauche de l'équation (II-19) par rapport aux forces visqueuses. Sous l'hypothèse que l'on néglige les forces volumiques :

- si $Re \gg 1$, le terme visqueux devient négligeable et le gradient de pression fournit la variation d'inertie au fluide ;

- dans le cas contraire, une partie du gradient de pression est absorbée par la dissipation visqueuse.

Le nombre de Froude (Fr) lui est utilisé dans le cas de forces volumiques dominantes. Sous l'hypothèse que l'on néglige le frottement :

- si $Fr \gg 1$, la variation d'inertie est liée à la pression du fluide.
- dans le cas contraire, la variation d'inertie est amenée par les forces volumiques.

Ainsi pour simuler des écoulements en laboratoire, on cherchera à conserver:

- soit le nombre de Reynolds pour un écoulement en charge, où la pression est le paramètre de l'écoulement ;
- soit le nombre de Froude pour un écoulement à surface libre, où les phénomènes gravitaires sont prépondérants, et la pression quasi-hydrostatique.

Comme vu dans l'équation (II-19), pour un grand nombre de Reynolds, la viscosité moléculaire ne permet plus d'amortir les fluctuations des termes inertiels ou de pression, le régime est dit turbulent. Le degré de turbulence sera fonction du nombre de Reynolds. L'échelle d'observation est importante dans la définition des quantités.

Pour décrire l'écoulement global, il faut introduire une nouvelle loi de comportement introduisant les fluctuations de vitesse en plus de la viscosité classique. L'écriture se fait en moyennant sur le temps les équations de Navier Stokes.

$$\alpha = \langle \alpha \rangle + \alpha'$$

$$\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} \langle u_i u_j \rangle = -\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial x_i} \langle p \rangle + \frac{1}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\mu \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_i} \right) - \rho_w \langle u_j' u_i' \rangle \right) + f_i \quad (II-22)$$

$$\frac{\partial}{\partial x_j} \langle u_i \rangle = 0$$

Il est nécessaire pour fermer le système de définir le terme $-\rho_w \langle u_j' u_i' \rangle$ de l'équation (II-22). Pour cela il est possible d'utiliser des modèles statistiques en écrivant les équations d'équilibres supplémentaires à l'instant t, et non plus en moyenne sur le temps. La fermeture se fera en général avec un jeu de paramètres issus de l'expérience. La turbulence est

représentée par des fluctuations locales de la vitesse. L'alimentation énergétique de la turbulence se fait par l'écoulement moyen.

Pour les études hydrauliques classiques du génie civil, la turbulence sera considérée comme ayant un effet moyen (en temps) sur l'écoulement, sauf pour des problèmes bien précis et localisés.

L'approche développée ci-dessous permet de construire les profils de vitesse dans le cadre d'un écoulement à proximité d'une paroi. La différence entre un écoulement en surface libre ou en charge est faite sur les conditions limites utilisées. Nous nous attacherons principalement à décrire l'écoulement dans une conduite cylindrique. Les écoulements en surface libre ne seront abordés que sous forme de remarque.

a) Notion de coefficient de frottement – description de l'interaction fluide / paroi

L'écoulement est supposé permanent et uniforme en moyenne sur le temps :

$$\frac{\partial(\bar{u})}{\partial t} + (\bar{u} \cdot \nabla)(\bar{u}) = 0.$$

Soit un écoulement en conduite cylindrique horizontale, de longueur L et diamètre ϕ sur la (Figure II-9). La conduite est placée à l'horizontale. Un débit Q circule avec une perte de pression. Les mesures de pressions sont effectuées au milieu d'une conduite de grande longueur. Un cisaillement moyen τ se développe à la paroi. Il correspond à un transfert d'énergie mécanique (turbulence) et une dissipation (viscosité) entre l'écoulement moyen et la paroi.

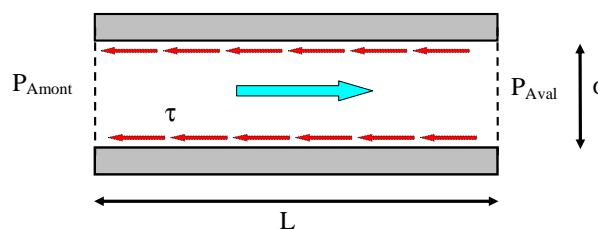


Figure II-9 : Ecoulement en conduite, et variable du modèle.

Calculons un ordre de grandeur de cette contrainte de cisaillement τ s'appliquant à la paroi : l'intégration de l'équation de la quantité de mouvement sur le volume d'eau V compris entre l'amont et l'aval permet d'aboutir à l'expression de la contrainte de cisaillement (équation (II-23)).

$$\tau = \frac{(p_{\text{Amont}} - p_{\text{Aval}})}{4 L} \phi \quad (II-23)$$

p_{Amont} : pression en entrée de conduite [Pa];

p_{Aval} : pression en sortie de conduite [Pa];

L : longueur de la conduite [m];

ϕ : diamètre de la conduite [m];

τ : contrainte de cisaillement à la paroi [Pa].

Dans cette approche, tout le cisaillement est ramené à l'interface paroi / fluide, et seul l'écoulement moyen sur la conduite est considéré. Par la suite, l'idée est de calculer les efforts de cisaillement pouvant se développer à la paroi fixe à partir de cet écoulement moyen dans la conduite. On définit un nombre de Reynolds caractéristique de notre conduite.

$$\text{Re} = \frac{U \phi}{\nu} \quad (II-24)$$

U : vitesse moyenne dans la conduite [m/s], $U = Q/S$;

Q : débit dans la conduite [m³/s] ;

S : surface de la section de conduite [m²] ;

ν : viscosité cinématique [m²/s].

b) Distribution de la vitesse et contrainte

Darcy a défini un coefficient de frottement f permettant de relier la contrainte de cisaillement à l'écoulement moyen.

$$f = \frac{8 \tau}{\rho_w U^2} = F\left(\text{Re}, \frac{\varepsilon}{\phi}\right) \quad (II-25)$$

Il reste à définir la fonction F . En résolvant l'équation (II-18) dans le cas d'un écoulement laminaire $\text{Re} < 1000$, on trouve une expression analytique de F et le coefficient de frottement s'exprime par (dans le cas d'une conduite circulaire) :

$$f = \frac{64}{\text{Re}} \quad (II-26)$$

Pour le cas turbulent, une partie de la contrainte locale au fluide s'exprime avec un terme additionnel par rapport au terme visqueux, le terme de Reynolds, équation (II-27).

$$\tau = \tau_{\text{La min aire}} + \tau_{\text{Turbulent}} = \mu \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_i} \right) - \rho_w \langle u_j' u_i' \rangle \quad (II-27)$$

La turbulence va tendre à homogénéiser les vitesses dans la section. Une couche limite turbulente d'épaisseur δ est définie (dans notre cas $u(\delta) = 99 \% U(x)$ où $U(x)$ est la vitesse maximale dans la veine), dans laquelle la vitesse évolue rapidement. Celle-ci est discrétisée en trois sous couches auxquelles est associé un type dominant de « cisaillement » vu par le fluide (Figure II-10):

- turbulente (couche turbulente externe) : $\mu \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_i} \right) \ll -\rho_w \langle u_j' u_i' \rangle$;
- mixte (couche de transition), le fluide commence à sentir la proximité de la paroi. Les fluctuations turbulentes sont amorties par la viscosité.
- sous couche visqueuse : dissipation de quantité de mouvement.

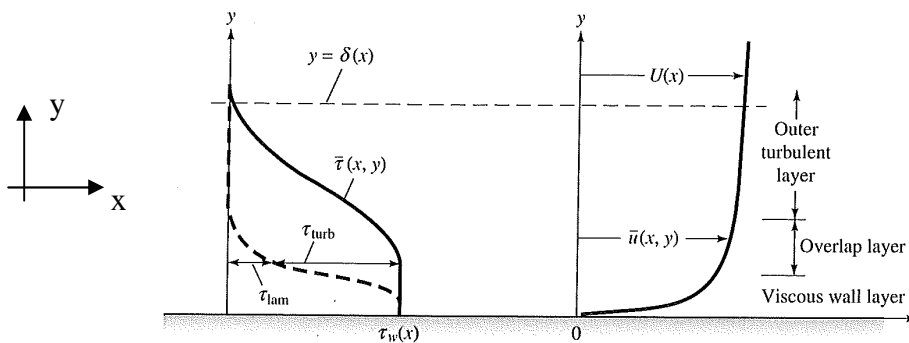


Figure II-10 : Représentation des contraintes de cisaillement et des vitesses sur un écoulement turbulent à proximité d'une paroi plane, (White, 1999) (reproduit avec l'autorisation de Mac Graw et Hill).

Pour chaque sous-couche, une approximation de la vitesse moyennée sur le temps est recherchée (cf. Figure II-11). Le profil de vitesse sera défini par rapport à la contrainte pariétale τ vue par le solide. Une vitesse de frottement u^* calculée d'après cette contrainte pariétale et de la zone à proximité de la paroi, est définie (équation (II-30)).

Dans les années 1930, Prandtl (cité par White, 1999) déduisit que pour un écoulement à proximité d'une surface de vitesse donnée, le profil de vitesse u devait être indépendant de l'épaisseur (y) de la couche cisailée. Cette relation peut s'écrire sous la forme de l'équation (II-29).

$$u^* = \left(\frac{\tau}{\rho_w} \right)^{1/2} \quad (II-28)$$

$$\frac{u}{u^*} = F\left(\frac{yu^*}{\nu}\right) \quad (II-29)$$

Des profils expérimentaux de vitesse à proximité de paroi ont été mesurés et ajustés avec une fonction F.

Pour la zone turbulente, le profil de vitesse va dépendre du gradient local de pression pour rejoindre la valeur de l'écoulement moyen.

Le profil de vitesse dans la zone de transition pour un écoulement à proximité d'une paroi est approximé, sous l'hypothèse d'un gradient de pression suivant l'écoulement négligeable devant le gradient transversal des termes de turbulence et de viscosité par l'équation (II-30) (Milikan, 1938 cité par White, 1999). Ce profil semble aussi être approprié dans le cas d'un écoulement en conduite. William (2007) discute la validité de ces approches. Il conclut sur la représentativité de ces lois pour la vitesse pour un écoulement à proximité d'une paroi.

$$\frac{u}{u^*} = \frac{1}{\kappa} \ln\left(\frac{yu^*}{\nu}\right) + B \quad (II-30)$$

$$B \approx 5$$

$$\kappa \approx 0,41$$

Dans la sous-couche visqueuse, le comportement est purement visqueux (équation (II-31)).

$$\frac{u}{u^*} = \frac{yu^*}{\nu} \quad (II-31)$$

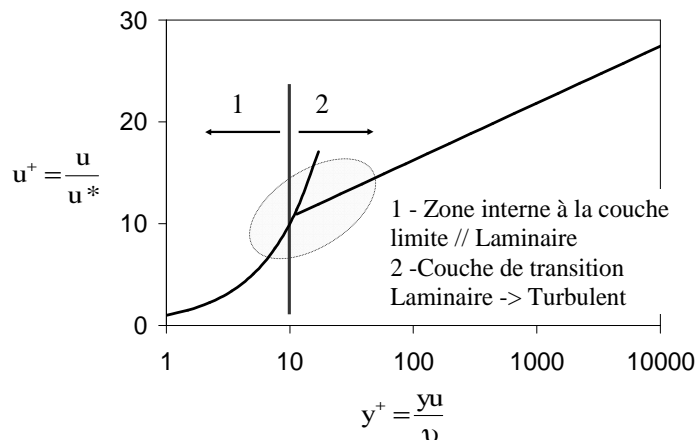


Figure II-11 : Représentation des vitesses dans la couche limite (White, 1999).

Précédemment, la description concernait des profils de vitesse à proximité d'une paroi plane. Il subsiste une zone où les forces visqueuses prédominent. La paroi ne voit que les efforts développés par cette sous couche. Cette dernière est alimentée en énergie par l'écoulement moyen, et est à l'origine de la dissipation énergétique de l'écoulement moyen.

c) Effets d'une protubérance

L'effet d'une protubérance est quantifié par l'empiètement de l'obstacle dans l'écoulement à proximité de la paroi, et donc l'influence de cette dernière sous la sous-couche.

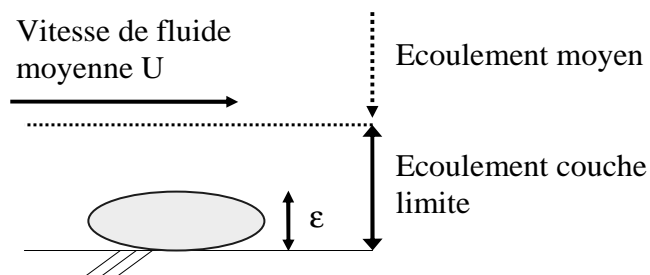


Figure II-12 : Protubérance sur un écoulement.

Le paramètre représentatif est le nombre de Reynolds induit par la protubérance en utilisant la vitesse de frottement u^* . Cela revient à déterminer à l'échelle de la protubérance de hauteur ϵ le nombre de Reynolds défini avec la vitesse de cisaillement. La prépondérance des effets inertiels par rapport aux efforts visqueux autour de l'obstacle sera ainsi discutée.

$$\epsilon^+ = \frac{\epsilon u^*}{\nu} \quad (II-32)$$

ϵ^+ : dimension de la protubérance à l'échelle de vitesses du fluide.

$\epsilon^+ < 5$, écoulement hydrauliquement lisse, la sous-couche visqueuse est stable, et englobe l'obstacle.

$5 \leq \epsilon^+ \leq 70$, écoulement en transition, effet modéré de la turbulence, décollement de la sous-couche visqueuse par rapport à l'obstacle.

$\epsilon^+ > 70$, écoulement indépendant de la viscosité. La rugosité induit un amoindrissement de la sous couche visqueuse, et de forts effets inertiels au niveau de la rugosité.

L'effort vu par les parois ou la protubérance est fortement dépendant de la dimension de la rugosité par rapport à l'écoulement. Pour les sols fins, on peut se placer dans le cas d'une paroi lisse, et donc d'un effort purement visqueux sur l'interface.

d) Evaluation du coefficient de frottement

En supposant un profil de vitesse logarithmique dans la couche limite turbulente et de transition avec une rugosité nulle, il est possible d'exprimer le coefficient de frottement avec une équation implicite.

$$\frac{1}{f^{1/2}} \approx 1,99 \log(\text{Re } f^{1/2}) - 1,02 \quad (II-33)$$

Pour des rugosités non nulles, Nikuradse (1933) a établi des courbes expérimentales représentant l'effet de la rugosité en fonction du Reynolds sur des conduites circulaires. Plus, la paroi sera rugueuse, plus le cisaillement vu par l'écoulement moyen sera important. Par contre, le cisaillement visqueux sera compensé localement en partie par la contrainte de Reynolds.

$$-\rho_w \langle u_j' u_i' \rangle \quad (II-34)$$

Moody a synthétisé les valeurs obtenues par Nikuradse en une formule donnée par l'équation (II-35). La Figure II-13 présente les valeurs du coefficient de frottements obtenus en fonction du nombre de Reynolds et de la taille relative des rugosités.

$$\frac{1}{f^{1/2}} \approx -2,00 \log \left(\frac{2,51}{\text{Re } f^{1/2}} + \frac{\varepsilon / \phi}{3,7} \right) \quad (II-35)$$

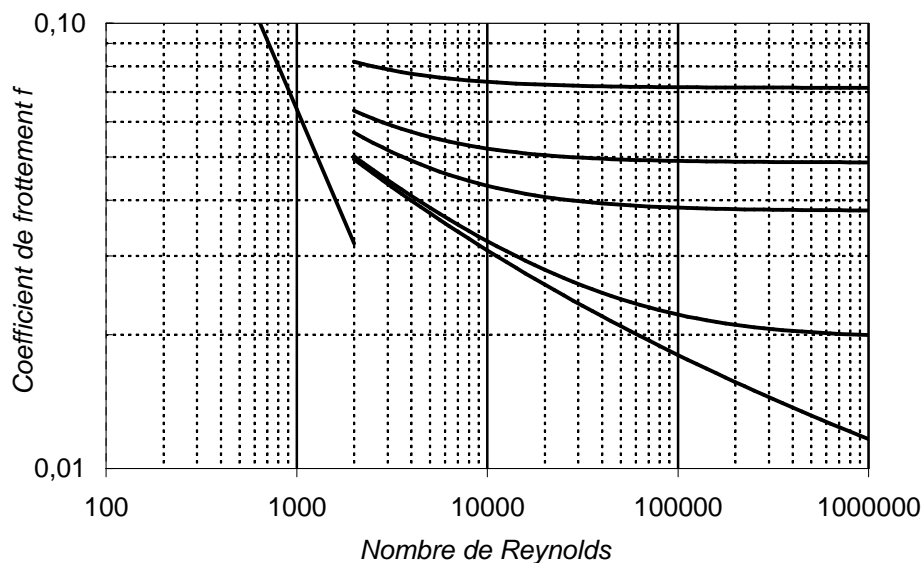


Figure II-13 : Abaque de Moody, d'après White (1999).

Dans le cas des écoulements à surface libre, cette information du coefficient de frottement est résumée dans les coefficients de Manning-Strickler (Baume et al., 2006). Ces derniers représentent l'écoulement à proximité de la paroi de manière identique. Les hypothèses correspondent à un écoulement permanent à régime uniforme (équivalent à une grande longueur avec un régime établi).

Schliting et Gersten, 2000 (cité par Annandale, 2005) propose une approche énergétique de la couche comprise entre la paroi et l'écoulement moyen avec la même discrétisation, que pour les contraintes. Ils considèrent aussi un écoulement parallèle à l'interface.

3.2 Charge hydraulique

Afin de faciliter l'écriture des équations de quantité de mouvement en une dimension, il a été introduit la charge hydraulique H , associée à une ligne de courant. Elle représente l'énergie totale mécanique de l'écoulement en un point, à savoir la somme de l'énergie potentielle de gravité ($\rho g z$) du fluide, de son énergie potentielle de pression (P), ainsi que de son énergie cinétique (équation (II-36)).

$$H = \frac{p}{\rho_w g} + z + \frac{u^2}{2g} \quad (II-36)$$

L'énergie dissipée par les forces de cisaillement se retrouve avec la définition du coefficient de frottement f . Ce dernier lie la contrainte de cisaillement τ à la vitesse quadratique. La vitesse est supposée constante dans la section avec un écoulement irrotationnel. L'équation (II-37) donne la valeur de la contrainte de cisaillement vue par le fluide en fonction du diamètre ϕ de la conduite et de sa longueur L .

$$\tau = \frac{\rho_w g \Delta H \phi}{4L} \quad (II-37)$$

Pour un écoulement à surface libre, le moteur de l'érosion est la pente du fil d'eau. A un régime équilibré, la pente de la surface libre est en général associée à la pente naturelle. La perte de charge associée à l'écoulement est donc cette pente (S_f).

$$\tau = \rho g S_f R_H \quad (II-38)$$

R_H : rayon hydraulique de l'écoulement [m].

S_f : pente de la surface libre [m/m].

Il est possible de remplacer le rayon hydraulique par le tirant d'eau dans l'équation (II-38), si on est dans une section rectangulaire avec une grande largeur pour l'écoulement.

Cette approche est valide dans le cas d'un régime faiblement varié, en régime établi dans le temps. Sinon, les termes inertiels apparaissent avec les termes de variation locale.

3.3 Ecoulement en milieu poreux

L'étude d'un écoulement en milieux poreux peut être assimilée à l'étude d'un écoulement dans des conduites mises en parallèle. Le moteur de cet écoulement est la pression du fluide et la gravité. En supposant l'écoulement laminaire et l'inertie du fluide négligeable, l'équation de la quantité de mouvement peut être transformée en l'équation (II-39).

Il est introduit le vecteur \vec{q} , débit traversant le volume élémentaire et la perméabilité intrinsèque K , μ étant la viscosité cinématique du fluide.

$$\vec{q} = -\frac{K}{\mu} \nabla(p + \rho_w g z) \quad (II-39)$$

Derrière cette perméabilité, il apparaît la surface de contact fluide-sol mais aussi la tortuosité du conduit qui peut générer une perte d'énergie mais que l'on ramènera à un frottement. Cette perméabilité est un tenseur qui est en général anisotrope.

A partir de cette écriture, en considérant une énergie cinétique faible par rapport aux deux autres termes (formulation de Darcy), il est possible de réécrire l'équation (II-40) pour la phase fluide en définissant le gradient spatial \vec{i} de charge et une perméabilité à l'eau k . Cette nouvelle perméabilité est définie pour une nature de fluide donnée.

$$\vec{q} = -\frac{K \rho_w g}{\mu} \nabla H = -k \vec{i} \quad (II-40)$$

L'essai décrit ci-dessous a pour objectif de déterminer cette perméabilité de manière expérimentale.

3.4 Perméabilité ou conductivité hydraulique

La perméabilité de Darcy, dans le cas d'un écoulement au sein d'un V.E.R. multi phase, est le paramètre permettant de définir le frottement vu par le fluide par rapport à l'écoulement moyen traversant le V.E.R.. L'écoulement est supposé laminaire, dans le cas où l'écoulement est turbulent, $Re > 1$ (calculé avec la vitesse et le diamètre poral), une loi de Darcy Forcheimer est plus adaptée (cas non traité). Il existe des essais in-situ permettant de déterminer une perméabilité en place et des essais de laboratoire (NF P94-512-11).

L'essai de laboratoire (Figure II-14) consiste à appliquer une différences de charge hydraulique sur l'échantillon suivant deux configurations possibles :

- maintenir la différence de charge ΔH constante et mesurer le débit Q en sortie;
- enregistrer la variation de pertes de charge au cours du temps $d\Delta H$ avec le volume d'eau injecté ou ressorti durant le temps considéré.

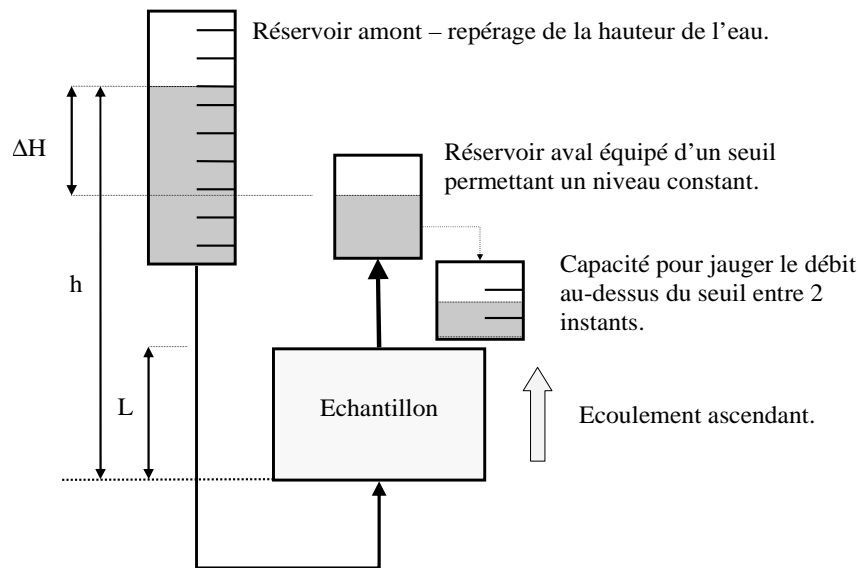


Figure II-14 : Schéma de principe d'un perméamètre en écoulement ascendant.

En utilisant les données expérimentales pertes de charge hydraulique, le débit et le temps, il est possible de déduire la perméabilité de Darcy définie au paragraphe précédent.

Pour la mesure de perméabilité à charge constante, le volume V injecté entre t et $t+dt$ est mesuré. On relie directement la perméabilité avec la loi de Darcy à la section S de l'échantillon et sa longueur.

$$k = \frac{1}{S} \frac{V}{dt} \frac{L}{\Delta H} \quad (II-41)$$

Dans le cas de la mesure de perméabilité à charge variable, ΔH est variable, on relève à chaque temps t le volume $V(t)$ dans la capacité ainsi que la perte de charge. Ensuite, on écrit directement la loi de Darcy entre l'instant t et $t+dt$ en considérant la perte de charge moyenne.

$$k = \frac{1}{S} \frac{V(t+dt) - V(t)}{dt} \frac{2L}{\Delta H(t) + \Delta H(t+dt)} \quad (II-42)$$

Il est aussi possible d'intégrer directement sur le temps la loi de Darcy si l'on a une burette à l'amont de section s constante avec une hauteur de référence h pour la surface libre. On relie le volume d'eau injectée à la hauteur h .

$$\text{Log}\left(\frac{h(t)}{h(t_0)}\right) = -\frac{S}{s} \frac{k}{L} (t - t_0) \quad (II-43)$$

Par minimisation de l'erreur au carré entre le temps prédit et le temps mesuré, on peut évaluer une perméabilité à l'eau, celle-ci peut varier de 10^{-6} m/s (sable) à 10^{-10} m/s (argiles).

3.5 Éléments de synthèse sur le fluide et le sol

Plusieurs éléments de synthèse sur les lois de comportement solide peuvent être énoncés :

- la loi de comportement solide relie les contraintes au niveau du V.E.R. à ses déformations,
- cette loi (incrémentale ou non) est définie d'après l'expérience et repose sur des paramètres propres au sol,
- dans le cadre d'un développement pseudo-statique, il est possible de décrire l'influence de l'eau comme une pression sur le squelette granulaire ; et donc de décrire le comportement de la phase solide en saturé avec la notion de contrainte effective.

Plusieurs éléments de synthèse sur les lois de comportement fluide peuvent être énoncés :

- dans la zone à proximité d'une paroi lisse, le cisaillement vu par l'écoulement moyen est représenté par une valeur moyenne τ sur sa périphérie. Pour des écoulements permanents et dans des grandes longueurs, l'expression de cette contrainte peut être faite en utilisant la mesure de perte de charge (quantité de mouvement moyenne sur le diamètre du tube) ou des coefficients de frottement reliant cette contrainte à la vitesse quadratique moyenne observée.
- le coefficient de frottement relie directement la vitesse de l'écoulement moyen au cisaillement à la paroi. La turbulence, qui est vue comme une source ou un puit supplémentaire de quantité de mouvement par le fluide, intervient dans ce coefficient via le nombre de Reynolds de l'écoulement et intervient en moyenne.
- la rugosité intervient dans le cisaillement défini à l'échelle moyenne de l'écoulement, et la régularité de la sous-couche visqueuse. En calculant un nombre Reynolds construit sur la vitesse de frottement (inertie de la couche limite) et la

dimension de la protubérance, il est possible de déterminer la prédominance ou non de la sous-couche visqueuse sur la dissipation.

- Si cette sous-couche existe, on parlera de régime hydrauliquement lisse, l'origine du cisaillement vue par l'écoulement moyen (et donc supporté par le sol) est dans la sous-couche visqueuse qui va dissiper l'énergie par la viscosité moléculaire.
 - Dans le cas où cette dernière est négligeable, les problèmes d'interactions fluides - structures ne peuvent se résumer à un frottement visqueux pur, et une partie de l'effort vu par la structure sera d'origine turbulente.
- L'expression du cisaillement avec la perte de charge définis précédemment essaient de résumer au mieux cette interaction locale avec la paroi pour l'écoulement moyen sans distinguer l'origine de la dissipation (tourbillons, sous-couche visqueuse à proximité de la paroi). Ces expressions sont valides dans le cas d'un écoulement développé de grande longueur sans singularités.

Afin de caractériser à la fois le solide et le fluide, un ensemble de paramètres et essais associés a été identifié :

- essais de résistance au scissomètre : détermination du cisaillement maximal supporté par le sol dans un cas non drainé.
- essai d'émiettement : détermination de la stabilité des sols dans de l'eau sans écoulement préférentiel (diffusion d'un halo de turbidité dans un milieu statique).
- « pin-hole test » : détermination de la stabilité des sols dans de l'eau sols avec un faible écoulement (augmentation d'un débit sous une charge hydraulique donnée).
- perméamétrie : caractérisation de l'interface eau-sol en terme de frottement vis-à-vis d'un écoulement de fluide au sein du sol.

L'ensemble de ces procédures caractérise le comportement d'une phase par rapport à l'autre phase sous une évolution quasi statique de l'interface fluide - grains. Dans le cas de l'érosion, cette interface évolue en fonction des deux autres phases. Ainsi, des procédures et appareillages ont été développés pour quantifier cette évolution, et des lois constitutives d'érosion permettant de les interpréter. Sous le terme érosion, on considère en général

l'interaction mécanique, c'est-à-dire l'arrachage et le transport de particules constitutives du sol.

4 Caractérisation de l'érosion

Par rapport aux essais et théories développés dans les deux sections précédentes, on veut quantifier l'interaction entre le sol et le fluide, et ces conséquences sur une interface en terme de cinétique. En général, pour ces essais, on recrée un écoulement contrôlé dans un échantillon de sol. Différentes méthodologies ont été proposées depuis les années 1940 (études de transports solides) en essayant de représenter la phénoménologie observée hors laboratoire et de quantifier le transport et l'arrachement de solide sous un écoulement. Les effets de la chimie ne sont pas pris en compte, ou seront considérées comme des conséquences mécaniques.

L'érodibilité est définie par la capacité du sol à être arraché et transporté. Cette capacité peut être quantifiée par une loi d'érosion qui relie des paramètres d'état mécanique du système fluide - solide à la quantité de solide arraché puis transporté.

Les procédures doivent donc permettre de mesurer :

- les efforts mécaniques générés par le fluide sur le sol qui peuvent être caractérisés par les variables suivantes : pression, vitesse (ou débit) ou contrainte de cisaillement.
- l'évolution de la phase solide avant essai ainsi qu'après essai par la pesée de l'échantillon, et dans la mesure du possible durant l'essai.

La caractérisation de la cinétique de l'érosion est primordiale. L'appareillage doit permettre la mesure au cours de l'essai des modifications de géométrie, de l'écoulement en plus de la masse érodée.

4.1 Erosion interne : pathologie et classification

La terminologie érosion interne regroupe généralement les phénomènes d'arrachement et de transport de particules par l'écoulement du fluide. L'adjectif interne signifie à l'intérieur même du volume de l'ouvrage. De nombreuses observations sur différents types d'ouvrages hydrauliques en terre ont permis d'identifier plusieurs typologies d'érosion interne.

Différents phénomènes de déstabilisation sont observés sur les ouvrages (cf. Figure II-15). La classification de ces phénomènes se fait suivant des mécanismes de dégradation du matériau supposés associés à des conditions de transport ;

Selon Fry et al. (1997), cinq phénomènes d'arrachement et de transport de matériau (entraînement, érosion régressive, débouillage, boullance, défloculation) et un phénomène de dissolution peuvent être distingués. La dissolution et la défloculation sont dues à des phénomènes physico-chimiques alors que les autres dégradations de matériau ont une origine plus mécanique. Deux mécanismes de transport peuvent être différenciés : suffusion et renard. Ils se distinguent par la présence ou non d'une discontinuité. La taille de cette discontinuité va influencer les vitesses d'écoulement.

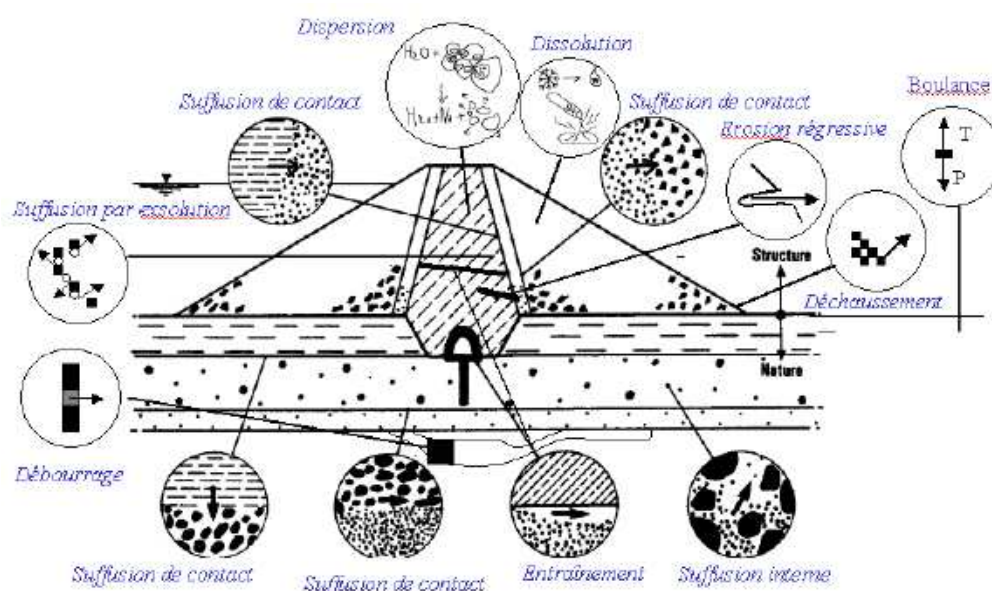


Figure II-15: Localisation et représentation de différents phénomènes à l'échelle d'un ouvrage (adapté de Schuler et Brauns (1997), par Blais (2005)).

En ne considérant pas les dégradations physico-chimiques des matériaux, on peut définir quatre types de mécanisme (couplant transport et arrachement) comme initiation de l'érosion d'un ouvrage (Fell et Fry editors, 2007). Ces derniers sont différenciés par leurs conditions limites:

- l'érosion régressive : en sortie de l'écoulement d'eau de l'ouvrage ou d'un noyau, la forme d'érosion se développe de l'aval vers l'amont.
- l'érosion dans un conduit : dans une zone d'écoulement préférentiel au sein de l'ouvrage, présence d'un conduit (zone mal compactée, tassement différentiel créant un conduit) et élargissement de ce dernier.

- l'érosion de contact : au niveau de la zone de transition de matériau entre un matériau fin et un matériau grossier, érosion des particules fines grâce à l'écoulement sur la zone de contact.
- la suffusion (ou suffosion, appellation dépendante des personnes) : le matériau utilisé ne peut supporter l'écoulement généré, une érosion des fines prend place qui à terme ne laisse que la « granulométrie » structurelle du matériau.

Au niveau de l'ouvrage, trois étapes suivront l'initiation : développement ou arrêt de l'érosion (conditions hydrauliques, conditions du matériau), la progression : développement sur l'ensemble de l'ouvrage, et la rupture : formation d'une brèche. Chaque étape pourra être définie par une cinétique propre et dépendante des matériaux, ainsi que des conditions mécaniques.

Les conditions hydrauliques associées à ces phénomènes sont généralement définies à l'échelle de l'ouvrage, alors que l'initiation est généralement localisée.

4.2 Erosion et volume de sol

En considérant que le sol peut se décomposer en un squelette granulaire et une fraction fine, Bendahmane (2005) propose une classification basée sur le comportement mécanique du sol observé durant l'érosion interne d'un volume. Il distingue l'érosion massive qui concerne l'ensemble des grains constitutifs du sol, de l'érosion de la fraction fine. Cette dernière est nommée « suffusion ». Seule l'érosion massive peut générer de « grandes » déformations et peut porter préjudice à la stabilité du squelette granulaire. Les phénomènes observés in-situ peuvent alors être classés dans l'un de ces deux types d'érosion. Les caractéristiques du sol (minéralogie, granulométrie, porosité, teneur en eau), les caractéristiques de l'eau interstitielle (chimique, température), les conditions mécaniques définiraient les cinétiques et potentialité de développement de l'érosion interne à l'ouvrage.

Une deuxième typologie d'érosion proposée dans le cadre du projet ERINOH (Bonelli et al., 2009) repose sur l'identification de trois phénomènes fondamentaux dans l'érosion : le détachement, le transport et la filtration (dépôt) avec leur cinétique et leur seuil propre. Par la suite, l'érosion d'interface et l'érosion de volume nommée aussi suffusion sont distinguées. Différents types d'érosion d'interface peuvent ensuite être identifiés suivant les conditions d'écoulement (cf. Figure II-16) en milieu poreux ou libre, et la direction par rapport à l'interface.

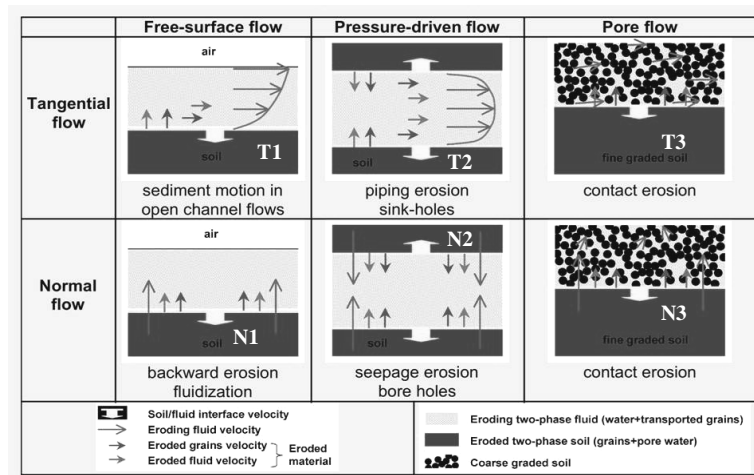


Figure II-16: Classification des différents types d'érosion d'interface en fonction de la direction et du type d'écoulement (ERINOH, Bonelli et al., 2009).

La suffusion, qui prend place au cœur du réseau poreux, est le dernier type d'érosion. Le transport de particules peut s'accompagner d'une filtration d'une fraction des particules en suspension. La filtration peut être générée par le blocage géométrique des particules en suspension, par l'insuffisance de la sollicitation hydraulique, ou par interactions physico-chimiques des particules en suspension avec la matrice du réseau poreux. A long terme, cette filtration peut induire un colmatage de la matrice et en conséquence une diminution de la perméabilité du sol (Bendahmane et al, 2008).

Pour l'écoulement, en présence d'une interface, la direction de celui-ci est définie grâce à son orientation par rapport à l'interface (ERINOH, Bonelli et al., 2009) : écoulement parallèle (catégorie T) à l'interface et écoulement perpendiculaire (catégorie N). Dans ce deuxième cas, il subsiste l'écoulement d'un jet. Un changement de direction de l'écoulement principal est supporté par le sol qui induit un effort normal sur le sol en complément d'un effort tangentiel.

Dans les définitions proposées ci-dessus, une notion de volume et d'interface plus ou moins prononcée intervient par rapport au volume élémentaire représentatif (un assemblage de grains), et ainsi une longueur caractéristique du milieu.

Nous proposons une classification des phénomènes basés sur les conditions hydrauliques de cette érosion et plus spécialement sur les différences de condition d'écoulement à une échelle d'observations (centimétriques).

Le premier type d'érosion (I) que l'on peut observer est une érosion dite d'interface. C'est-à-dire que l'on a une limite physique « nette », à l'échelle du centimètre, entre un fluide

en écoulement et un fluide au repos (T1, T2, N1, N2). L'écoulement sur cette surface ou au travers de cette surface conduit à une modification de géométrie (approfondissement) de la surface de contact. Ce type d'érosion peut être observé dans une rivière, ou lors d'une pluie violente où l'imbibition est faible. On a un débit suffisant pour créer un écoulement au-dessus du sol sous forme de nappe (Ballais et al., 1998).

Le deuxième type d'érosion (II) est une érosion au sein d'un volume présentant une interface de matériau, et donc un contraste de perméabilité (mais moins prononcée que dans le cas précédent (N3, T3), le fluide occupant l'ensemble de l'espace poral. Ce type d'érosion dans un ouvrage est souvent observé à l'interface de matériau de granulométries différentes (noyau/filtre), érosion de contact.

Le troisième type d'érosion (III) est une érosion interne à un volume de matériau. On suppose une partie fixe de volume de matériau pour une partie mobile, la perméabilité est homogène. Ce type d'érosion, appelée suffusion peut être observée dans des barrages et les digues au niveau des noyaux et filtres.

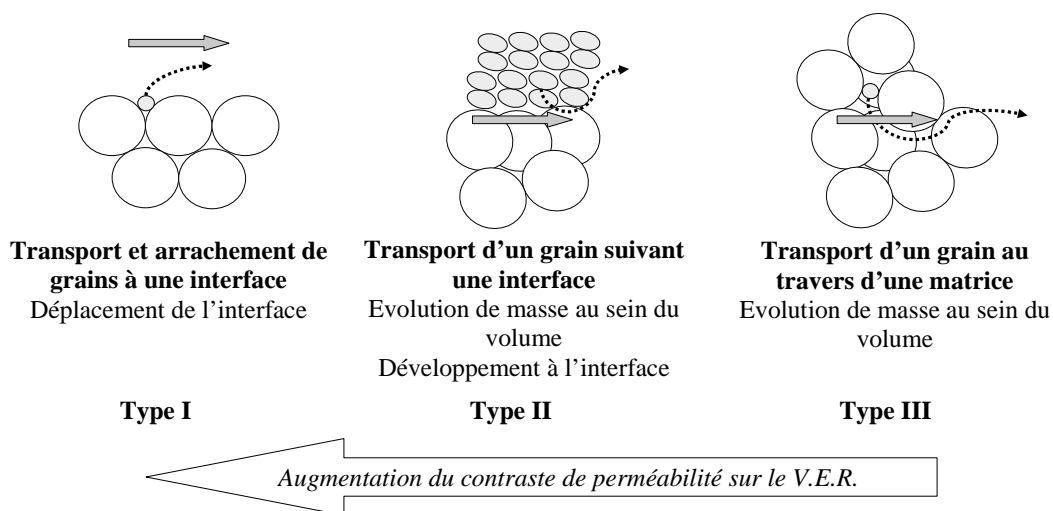


Figure II-17: Différentes typologies d'érosion.

4.3 Des lois d'interactions fluides - solides

Pour modéliser à l'échelle d'un V.E.R. incluant plusieurs phases (eau / sol), il s'avère nécessaire d'introduire des équations décrivant les échanges entre phases. L'érosion pouvant se produire à une interface ou au cœur du matériau, des modèles d'érosion d'interface et de volume ont été proposés. La différence se fait sur la position de l'écoulement par rapport aux volumes érodés. L'érosion peut prendre place dans le volume et modifier la porosité du volume, l'érosion peut prendre place à l'extérieur du volume.

a) Loi pour un Volume Elementaire Représentatif – érosion de type III

Ce travail est une réflexion sur les travaux de Vardoulakis (2006), Vardoulakis et al. (1996) et l'écriture de la loi d'érosion. Il permet de positionner le problème de la loi d'érosion et le choix du volume représentatif dans le cadre d'un milieu continu.

La Figure II-18 présente le principe d'équilibre d'un volume élémentaire représentatif multiphasique. Il est considéré 3 phases indépendantes au sein du V.E.R. échangeant entre elles de la masse et de la quantité de mouvement (la saturation étant supposée parfaite, il n'y a pas d'air).

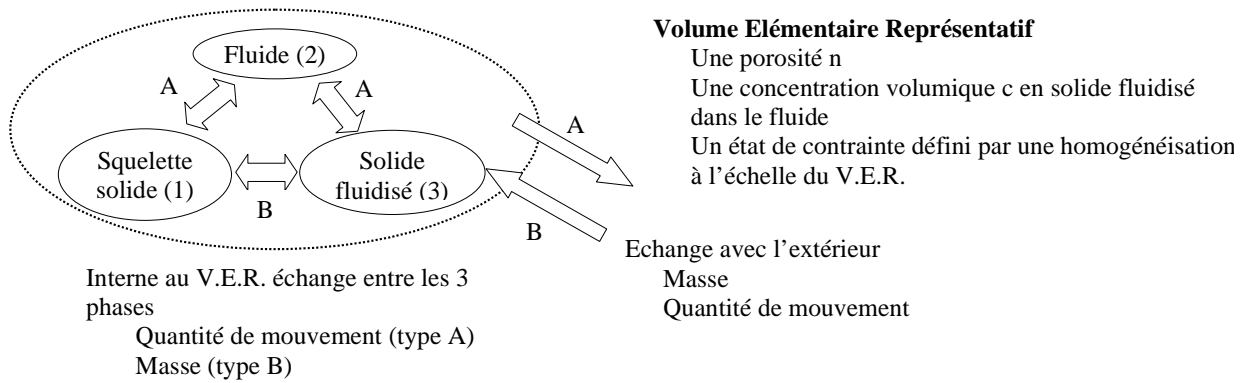


Figure II-18 : Principe d'équilibre d'un système à 3 phases.

On aura six équations fondamentales internes au V.E.R. : deux pour chaque phases (masse et quantité de mouvement). J_X est vu comme un échange interne au V.E.R. de la quantité X . La somme des échanges interphases doit correspondre au bilan sur le volume global des quantités échangées avec l'extérieur.

La phase 1 correspond au solide, la phase 2 au fluide et la phase 3 au solide fluidisé. Les grandeurs sont exprimées par rapport au volume total considéré. Les inconnues considérées sont les volumes et non les masses. Les masses sont donc exprimées en fonction des volumes, avec la notion de masse volumique.

1. Equation de conservation de la masse pour les 3 phases :

$$\frac{\partial(\rho_1 (1 - (1 + c)n))}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho_1 (1 - (1 + c)n) \bar{u}_1) = J_1 \quad (II-44)$$

$$\frac{\partial(\rho_2 n)}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho_2 n \bar{u}_2) = J_2 \quad (II-45)$$

$$\frac{\partial(\rho_3 cn)}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho_3 cn \bar{u}_3) = J_3 \quad (II-46)$$

\bar{u}_X : vitesse de déplacement de la phase X .

ρ_x : masse volumique de la phase X, indépendante de la position.

n : porosité.

c : concentration volumique du volume poral (n) en solide fluidisé.

2. On pose les hypothèses cinématiques suivantes :

- $\bar{u}_3 \approx \bar{u}_2$, cela est équivalent à poser une loi de mélange ; le solide fluidisé circule à la même vitesse que le fluide.
- $\bar{u}_1 \approx \vec{0}$, cela est équivalent à dire que l'évolution est pseudo-statique pour le corps solide. Cette hypothèse induit que les vitesses de déplacement de cette dernière phase doivent être faibles.

Ainsi, on peut réécrire l'équation concernant la conservation de la phase solide (II-44).

$$\frac{\partial(\rho_1 (1 - (1 + c)n))}{\partial t} = J_1 \quad (II-47)$$

Le terme J_2 est nul, en effet il n'y a aucun terme source pour l'eau au sein du volume. Vu que le solide arraché de la masse solide devient fluidisé, on a :

$$-J_1 = J_3 \quad (II-48)$$

(Dans le cas d'une consommation d'eau ou injection, il serait nécessaire d'ajouter un terme source, lié ou non à d'autres termes).

3. On va calculer les débits traversant la surface du volume pour la phase fluide et solide fluidisé. L'hypothèse associée est l'homogénéité de la porosité suivant toutes les directions de l'espace.

$$\bar{q}_2 = n\bar{u}_2 \quad (II-49)$$

$$\bar{q}_3 = cn\bar{u}_3 \quad (II-50)$$

Ainsi, on va pouvoir définir une relation de conservation pour une phase fluide moyenne, incluant le fluide et le solide fluidisé.

$$\frac{\partial((1 + c)n)}{\partial t} + \nabla \cdot ((1 + c)n\bar{u}_2) = \frac{-J_1}{\rho_3} \quad (II-51)$$

En réécrivant l'équation (II-47), on obtient :

$$\frac{-\partial((1 + c)n)}{\partial t} = \frac{J_1}{\rho_1} \quad (II-52)$$

Ainsi, en considérant les équations (II-51) et (II-52), on obtient un système à résoudre à 6 inconnues : 3 vitesses du fluide, une porosité, une concentration volumique et une loi d'érosion.

4. Pour le fluide, on va poser les équations de la quantité de mouvement en supposant un fluide darcéen.

Ainsi, les 3 grandeurs de vitesses seront reliées à la pression du fluide. Il nous reste donc comme inconnues la porosité, la concentration volumique, la pression du fluide et le terme source J_1 .

Le terme de porosité du volume total peut dépendre de l'état mécanique de la phase solide, ce qui inclut la conservation de la quantité de mouvement sur cette phase, la loi de comportement associé au géomatériau doit fonctionner sous l'hypothèse de vitesse de déplacement faible de la phase solide. On considèrera dans notre cas que la porosité est indépendante de l'état mécanique du solide.

Il nous reste le jeu d'équations suivant, par sommation de (II-52) et (II-51), avec l'écriture de la relation de Darcy en supprimant les termes inertiels (partie de droite de la quantité de mouvement), et sous l'hypothèse d'un état saturé.

$$\nabla \cdot ((1+c) n \bar{u}_2) = 0 \quad (II-53)$$

$$(1+c) n \bar{u}_2 = -\frac{K}{\mu} \nabla (P + \rho g z) \quad (II-54)$$

$$\frac{-\partial((1+c) n)}{\partial t} = \frac{J_1}{\rho_1} \quad (II-55)$$

Ainsi, on a donc 5 équations - 6 inconnues (c , ϕ , 3 composantes de vitesses, J_1) avec des paramètres l'altitude z , la pression, la perméabilité, la masse volumique. Pour boucler le système, il va falloir choisir un terme d'érosion J_1 .

Ce dernier peut être interprété comme la consommation de la quantité de mouvement sur le système fluide pour éroder et donc de la perte de quantité de mouvement sur le système total. Le terme d'érosion J_1 inclut les différences d'inertie entre le fluide et le solide, la loi de mélange, ainsi que les effets inertiels du système (modification de la vitesse des différentes phases). En général ce terme d'érosion considère des grandeurs hydrauliques comme paramètres d'entrée. Des travaux sont encore en cours pour déterminer les lois les plus appropriées qui font intervenir dans les paramètres : le matériau et l'écoulement.

La loi proposée par Vardoulakis (2006) est linéaire par rapport au gradient de porosité (II-56). C'est-à-dire que l'on va éroder dans la direction des porosités croissantes. C'est une loi vectorielle. L'arrachement est directionnel. Le coefficient λ inclus les conditions de l'écoulement. L'hypothèse associée est une faible concentration.

$$c \, n \, \vec{u}_2 = \lambda \, \nabla n \quad (II-56)$$

Les lois proposées par la suite suppose l'arrachement dans la direction du fluide et quantifie la masse érodée. Vardoulakis et al. (1996) écrit la loi de Einstein-Sakthivadivel, équation (II-57). Cette deuxième loi suppose une relation linéaire par rapport à la norme du débit $\|\vec{q}\|$ pondérée par la concentration et le volume de solide disponible.

Pour enrichir la physique avec la possibilité de filtration, Vardoulakis et al. (1996) ont proposé de définir une concentration critique c_r au-delà de laquelle l'érosion décroît. A partir de celle-ci on définit un coefficient décroissant avec la concentration c . Cette formulation est censée décrire une érosion et un dépôt, équation (II-58). q_0 est un débit total transitant au travers du volume.

$$\frac{J_1}{\rho_s} = \lambda(1-n) c \, \|\vec{q}\| \quad (II-57)$$

$$\frac{J_1}{\rho_s} = \lambda q_0 (1-n) \left(1 - \frac{c}{c_r} \right) c \, \left\| \frac{\vec{q}}{q_0} \right\|^\psi \quad (II-58)$$

Ces lois sont formulées en vitesse de fluide. Il est possible de formuler des lois en gradient hydraulique.

L'ensemble des équations ne repose pas sur un bilan de la quantité de mouvement pour le déplacement de la phase de solide fluidisé. Cela est induit par les hypothèses sur la loi d'érosion, ainsi que sur les hypothèses de mélange. Ces équations considèrent trois phases différentes échangeant entre elles pour aboutir sur un bilan de masse concernant le V.E.R..

b) Lois d'interface – érosion de type I

Dans le cas de la présence d'une interface marquée fluide/solide, il est possible d'écrire les équations de conservation indépendamment de chaque côté (Bonelli et Brivois, 2008). On étudie l'équilibre de cette interface en la considérant comme une discontinuité. En considérant un volume V incluant l'interface entre le fluide et le sol (cf. Figure II-19), on intègre ces équations sur ce volume.

Dans un premier temps, elles sont développées pour chaque phase incluses dans le volume V en considérant l'interface comme une limite de domaine. Dans un deuxième temps, la sommation des équations pour chacune des phases redonne les équations de conservation pour le volume V incluant l'interface. Par comparaison, il est obtenu une formulation de loi d'érosion implicite (déplacement de l'interface) et du saut à l'interface des grandeurs.

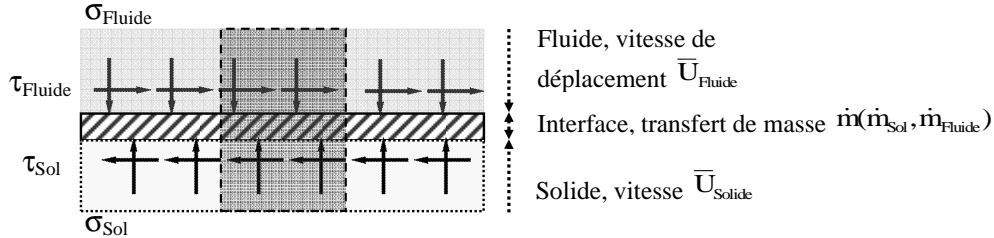


Figure II-19: Schéma des grandeurs pour une interface dans la loi d'érosion.

Cette approche nécessite de connaître l'état de contrainte de part et d'autre de l'interface et donc de l'amplitude du saut. Cet état de contrainte est traduit en terme de projection normale et tangentielle dans les équations (II-59) et (II-60) (Bonelli et Brivois, 2008) :

$$\sigma_{\text{Fluide}} - \sigma_{\text{Sol}} = \dot{m}^2 \left(\frac{1}{\rho_{\text{Eau}}} - \frac{1}{\rho_{\text{Sol}}} \right) \quad (\text{II-59})$$

$$\tau_{\text{Fluide}} - \tau_{\text{Sol}} = \dot{m} \left(\bar{u}_{\text{Fluide, Interface, tangentielle}} - \bar{u}_{\text{Sol, Interface, tangentielle}} \right) \quad (\text{II-60})$$

\dot{m} : flux de masse à l'interface (particules et eau) ;

$\bar{u}_{\text{Interface}}$: vitesse matérielle de la phase considérée à l'interface des phases, la direction de projection est précisée par rapport à l'interface.

τ_X : contrainte de cisaillement à l'interface du côté de la phase X.

σ_X : contrainte normale à l'interface du côté de la phase X.

Pour pouvoir considérer une interface et le saut de quantité qui va avec, il est nécessaire que la dimension spatiale de celle-ci soit petite par rapport aux dimensions du volume élémentaire représentatif.

La distance de modification du matériau par rapport au transfert d'eau (II-59) doit être modérée, c'est-à-dire qu'autour de l'interface, le matériau est considéré comme imperméable. Dans le cas d'un matériau perméable, il subsiste un écoulement dans le matériau granulaire et la notion d'interface n'a plus lieu d'exister ou est difficile à expliciter pour la quantité de mouvement du fluide. De plus, le matériau doit être relativement rigide de façon à limiter la

distance d'influence de la contrainte fluide au sein du matériau. Pour le cas d'érosion, il semble difficile de prédire les états de contraintes dans les phases, à la limite de l'interface.

Afin de faciliter la résolution, il semble approprié de poser une loi d'érosion représentant cet échange. Une relation linéaire en contrainte tangentielle qui inclut l'érosion et le transport pour l'échange au travers d'une interface va être introduite afin de qualifier l'évolution de l'interface. Cette loi a été proposée dans les années 60 par Partheniades (1965). Dans l'équation (II-61) elle est formulée en masse. Il est aussi possible de la formuler en volume par unité de surface (II-62), cette dernière est plus utilisée. En effet, elle permet la prédiction du changement de géométrie pour l'écoulement.

$$\dot{m} = k_{d,m}(\tau - \tau_c), \tau > \tau_c \quad (II-61)$$

$$\dot{m} = 0, \tau < \tau_c$$

$$\dot{\varepsilon} = k_d(\tau - \tau_c), \tau > \tau_c \quad (II-62)$$

$$\dot{\varepsilon} = 0, \tau < \tau_c$$

τ : contrainte hydraulique aux frontières du fluide [Pa].

τ_c : contrainte critique du sol [Pa].

$k_{d,m}$: coefficient d'érosion massique par unité de surface [kg/(Pa.s)], qui peut être converti en coefficient d'érosion volumique par unité de surface [m³/(N.s)] k_d en utilisant la masse volumique sèche du sol ρ_D . On obtient : $k_{d,m} = \rho_d k_d$.

D'autres auteurs ont proposé d'utiliser cette différence de contrainte mais élevée à une puissance (Nielsen, 1992).

Des auteurs ont aussi proposée une approche énergétique en définissant un seuil d'énergie pour le charriage et le transport (Bagnold, 1956, 1966, cité par Le Hir 2008).

Briaud (2008) a aussi proposé une loi d'érosion pour interpréter ses essais (équation (II-63)). Une version plus riche est proposée dans le même article. Elle inclue l'amplitude de la variation turbulente des contraintes. Le sol n'est considéré qu'au travers des coefficients.

$$\frac{\dot{\varepsilon}}{u} = \lambda \left(\frac{\tau - \tau_c}{\rho u^2} \right)^m, \tau > \tau_c \quad (II-63)$$

$$\frac{\dot{\varepsilon}}{u} = 0, \tau < \tau_c$$

λ : coefficient d'érosion [sans unité].

τ_c : contrainte critique de cisaillement [Pa].

τ : contrainte hydraulique [Pa].

u : vitesse du fluide moyenne dans la veine [m/s].

ρ : masse volumique de l'eau [kg/m³].

m : exposant, en général une valeur de 1 est supposée.

Les différents auteurs considèrent en général le taux de cisaillement à la paroi comme la variable moteur de l'érosion. Ainsi, il est possible d'adapter les lois d'interface ci-dessus pour la suffusion. Pour cela on considère un réseau de pores interconnectés qui génèrent une surface de contact sol - fluide. On calcule les diamètres de conduites équivalentes (intégré dans le V.E.R. par la loi de Darcy). Il devient alors possible d'utiliser la loi d'érosion de l'interface, et de comparer une érosion interne en volume avec les érosions d'interface.

Suivant l'objectif de valider la loi d'érosion utilisée, il apparaît important de quantifier expérimentalement :

- les grandeurs nécessaires à l'écriture de l'équation de quantité de mouvement du fluide.
- la masse érodée.
- le comportement du sol pour un cisaillement hydraulique.

4.4 Essais d'érosion

Les essais qui ont été développés par la communauté scientifique ont clairement deux objectifs, un pour l'ingénieur et l'autre pour le chercheur. Le premier objectif est de se donner les outils afin d'évaluer l'érodibilité d'un sol. Le second est de mettre au point une instrumentation afin d'observer et de comprendre les phénomènes dans le but de les modéliser. L'échelle de modélisation couverte va d'un ouvrage réel à l'échantillon de sol, et le changement d'échelle reste une question d'actualité.

a) Essais grandeur nature

Un tel type d'essai consiste à reproduire le phénomène à l'échelle 1 de manière la plus contrôlée possible et avec une instrumentation la plus complète possible. Les mesures effectuées peuvent être par mesures locales sur l'ouvrage : déplacement, caractérisation géotechnique in - situ, ou globale : analyse d'images, débit au sein de l'ouvrage. Ces mesures

sont liées au temps afin de déduire les cinétiques. En général on maîtrise la hauteur du plan d'eau en amont.

A partir de ces essais, les paramètres pertinents d'une étude pour l'érosion peuvent être quantifiés. Toutes les grandeurs intéressantes dans le cadre d'une étude d'ingénierie sont définies. Ils constituent des bases de données intéressantes pour les modélisations numériques d'ouvrages. Une mesure des grandeurs au cours du temps est disponible à la différence des ruptures en milieu naturel.

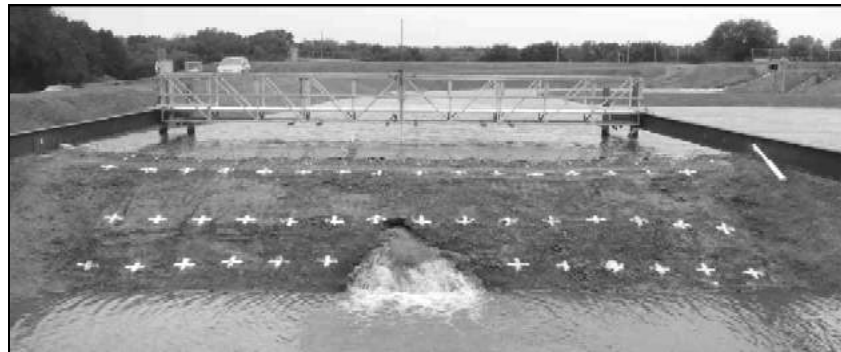


Figure II-20: Essais de renard à méso-échelle Septembre 2007 HERU-USDA.

Les principaux obstacles à ceux-ci sont les coûts techniques, et humains, ainsi que le respect de conditions de sécurité ce qui suppose un lieu adéquat par rapport à ce type de manipulation. Il est aussi difficile de maîtriser les conditions environnementales (débit, météorologie). Ces contraintes expliquent la faiblesse du nombre d'essais réalisés à ce jour. L'une des campagnes de ce type d'essais est décrite dans Hoeg et al. (2004).

Les données relevées sont en général à l'échelle de l'ouvrage et précises à la dispersion statistique près sur un ouvrage bien contrôlé. Par ailleurs, pour un certain nombre de campagnes d'essais décrites dans la littérature, nous pouvons regretter l'absence d'instrumentation au cœur du massif, ce qui ne facilite pas la simulation des essais.

b) Essais de laboratoire : à l'interface de matériau

Dans le but d'essayer de modéliser les phénomènes en laboratoire, des essais précis ont été développés. Il peut subsister ou non une interface de matériau dans l'échantillon. Si il existe une interface de matériau, la direction d'écoulement par rapport à celle-ci est étudiée. Dans certains essais, la présence de matériau dans toute la cellule autorise d'appliquer une contrainte de type œdométrique, ou triaxiale sur le volume de sol.

Erosion type II – écoulement tangent à l'interface

Un de ces types d'essais a été développé au L.T.H.E. pour représenter les conditions concernant la suffusion de contact (Type II). Il considère un écoulement tangentiel à cette interface.

Un écoulement tangent à l'interface de 2 matériaux de granulométrie distincte est généré par une différence de pression. Il est possible d'appliquer une contrainte sur le sol grâce à une vessie à air comprimé.

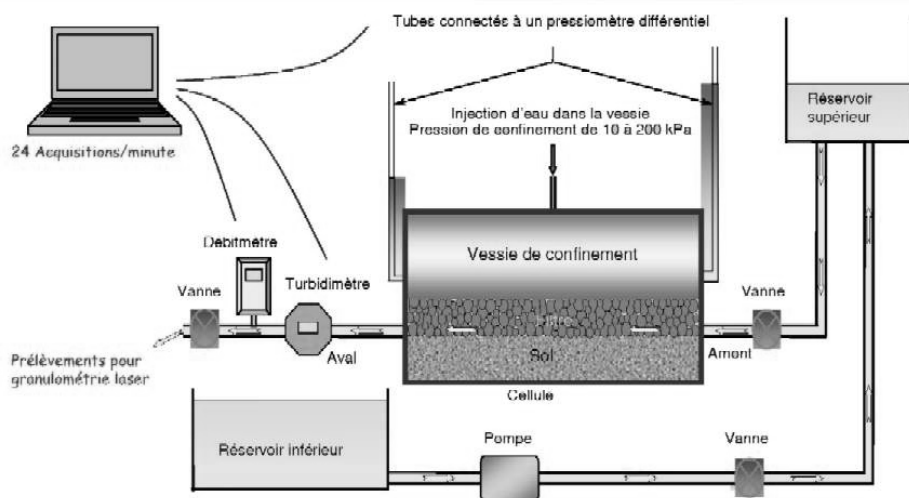


Figure II-21 : Appareil pour une érodibilité d'interface, L.T.H.E. (référence présentation Benhamed St Petersburg, EWG 2009).

Les mesures de ce type d'essai sont le débit et la turbidité, pour un gradient de pression et une contrainte normale imposés. Des observations sont également réalisables le long d'une des parois de la cellule du fait de sa transparence.

Erosion type II – écoulement normal à l'interface (N3) ou cas de suffusion interne (type III)

Lafleur (1984) applique un gradient hydraulique le long d'un échantillon circulaire de sol suivant une direction normale à l'interface de matériau (Figure II-22). Celle-ci délimite une couche d'argile trouée en son centre (permettant de créer une zone d'écoulement préférentiel) ou non (sans trou), et un matériau grossier situé en partie inférieure de l'écoulement. Ce dispositif avec deux matériaux permet l'étude du transport de la partie fine de sol au sein de la partie grossière.

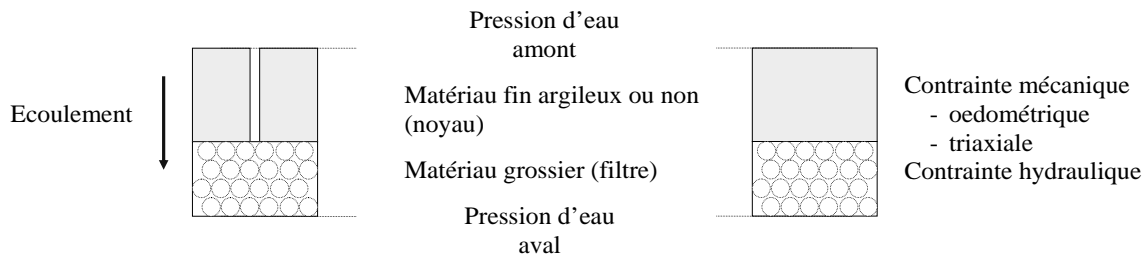


Figure II-22: Principe de l'essai de filtration et d'érosion interne.

Si un seul matériau est utilisé au lieu de deux, il est possible d'étudier la stabilité du matériau par rapport à un écoulement interne. La problématique vis-à-vis de la suffusion et la pathologie observée à l'échelle de l'ouvrage (tassement, différences de perméabilité), conduit à mesurer les déformations observées en fonction de l'état de contraintes. Donc, il a été développé un montage triaxial spécifique permettant la réalisation d'un écoulement descendant au cœur de l'échantillon (Figure II-23).



Figure II-23 : Essai de suffusion interne avec un triaxial (Marot et al., 2009).

Une quantification à la sortie du système de la masse érodée est faite. Cette quantification peut être directe par pesée, turbidimétrie, ou indirect par échantillonnage et tamisage post-essai.

Ces derniers essais sont les plus complets et permettent de définir l'érosion par rapport à un état mécanique du sol et du fluide.

c) Essais de laboratoire : érosion à une interface eau-sol

Dans le cas d'une interface fluide - sol, il n'est plus possible d'imposer un certain état de contrainte. Les écoulements tangents à l'interface et les écoulements impactant l'interface seront distingués.

Ecoulement tangent à interface eau-sol (T2 – T1)

Il existe trois types d'appareils recréant ces conditions d'érosion. La différence entre les appareils peut se faire sur le « moteur » de l'écoulement et la forme des surfaces érodées :

1. à surface libre, le moteur de l'écoulement est la gravité et est généré par une pente, par exemple les essais de charriage ;
2. en charge, l'écoulement est généré par un gradient de pression le long d'une conduite ;
3. un écoulement en milieu fermé induit par la rotation d'un arbre, on a un écoulement de Couette circulaire.

L'écoulement de type 1 a été développé essentiellement en transport solide. Il ne sera pas détaillé dans la suite.

Le deuxième type d'écoulement est recréé dans l'essai de trou (Hole Erosion Test) et dans l'appareil de mesure de la fonction d'érosion (Erosion Function Apparatus, Sedflume). Un gradient de pression est maintenu constant au cours de l'essai le long de la conduite. La différence entre ces deux appareils est la forme de la surface de contact sol/fluide. Dans le Hole Erosion Test (HET, Figure II-24 a)) la surface de contact est un cylindre dont le diamètre va augmenter avec l'érosion. Dans une première approche, seul le débit et la perte de pression ont été mesurés (Wan et Fell, 2002). Pour une perte de pression donnée l'augmentation du débit permet de calculer l'érosion correspondante. Plus récemment, ces mesures de débit ont été couplées avec une mesure de masse érodée cumulée (récolte) ou une évaluation du taux d'érosion instantané par la mesure de la turbidité de l'effluent (Pham, 2008).

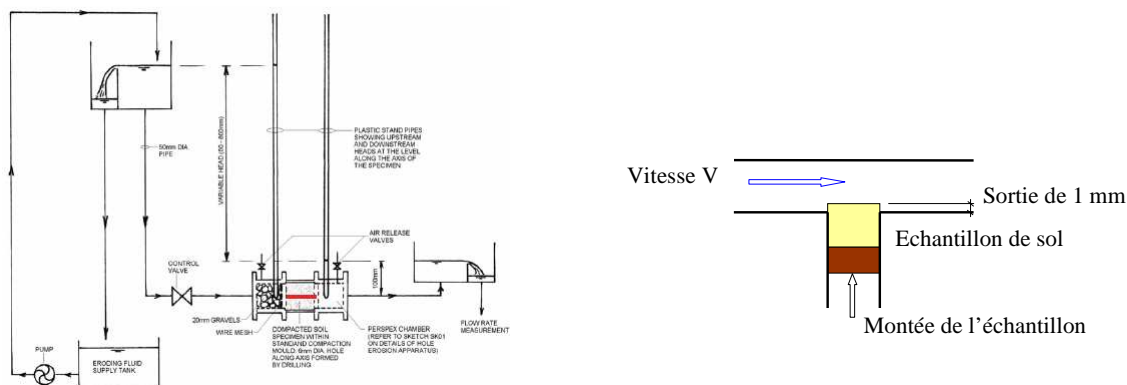


Figure II-24 : a) Hole Erosion Test (Wan et Fell, 2002) b) Erosion Function Apparatus (Briaud et al., 2001).

Dans le deuxième appareil (Erosion Function Apparatus, Figure II-24 b), l'érosion se fait sur une surface de sol plane de section circulaire et tangente à l'écoulement. Afin d'éviter un changement de géométrie trop important pour l'écoulement, et de maintenir l'échantillon en contact avec l'écoulement, l'échantillon est relevé de la hauteur d'érosion au cours du

temps. Après discussion de l'auteur avec des expérimentateurs, cette étape s'avère peu évidente. Pour un écoulement donné caractérisé par la perte de pression, on accède à l'érosion par mesure de la vitesse d'élévation de l'échantillon. La contrainte de cisaillement est calculée en utilisant les coefficients de frottement.

Le troisième type d'écoulement est un écoulement de Poiseuille entre deux plans cylindriques. L'échantillon à tester est un cylindre. L'écoulement est recrée sur la surface externe de l'échantillon. Il est généré par une mise en rotation de l'eau grâce à un agitateur dans la partie située sous le cylindre (Figure II-25).

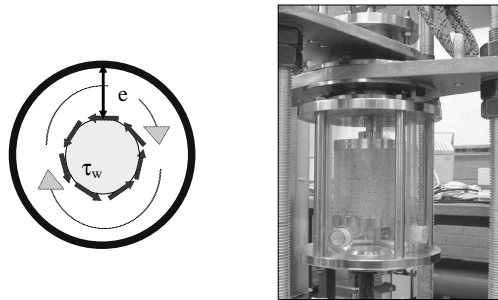


Figure II-25 : Rotating Cylinder Test, Lim (2006).

Ainsi, l'eau va se mettre à tourner autour du cylindre de sol et générer de l'érosion. Pour déterminer l'effort hydraulique, on mesure le couple appliqué sur le cylindre de sol et pour quantifier l'érosion induite, on arrête périodiquement l'essai et l'on mesure la masse perdue (Lim et Khalili, 2009).

Le Tableau II-1 dresse une synthèse des trois appareils cités : EFA, HET et RCT et de leurs mesures respectives.

	EFA	HET	RCT
Principe de l'essai	Un courant d'eau est appliqué dans une veine fermée. Un échantillon est placé sur un piston, et ajusté en permanence avec la surface du conduit.	Un conduit circulaire est créé dans le matériau, celui-ci va s'agrandir avec l'érosion.	Une épaisseur de fluide entourant un échantillon de sol cylindrique est mise en rotation par rapport au centre de celui-ci.
Mesures	Temps Vitesse de montée du piston Conditions hydrauliques - perte de pression/débit	Temps Conditions hydrauliques - perte de pression/débit Diamètre initial / diamètre final Turbidité sur certains appareils	Temps Masse avec l'évolution de l'essai Couple appliqué
Principe interprétation	Etalonnage de la veine, la vitesse est reliée à la contrainte Lien entre la montée du piston et la vitesse dans la veine	Calcul de la contrainte d'après l'hydraulique Calcul de l'évolution des diamètres avec des paramètres hydrauliques	Calcul de la contrainte et mesure de la masse érodée (convertie en géométrie) Lien de la contrainte avec la masse érodée
Avantages	Etalonnage contrainte fait avec une rugosité Peu d'influence de l'échantillon sur l'écoulement et le cisaillement	Comportement hydraulique du système fortement couplé avec le sol	Liaison directe entre la force et la masse érodée
Inconvénients	Vitesse de montée relative à l'utilisateur Mesure visuelle difficile à réaliser avec une forte turbidité	Complexe à interpréter si aucune mesure de turbidité au cours du temps Plusieurs phénomènes hydrauliques contraction/expansion - faible longueur	Problème, arrêt de l'essai pour mesure de masse et donc effondrement potentiel. Mesure érosion intégrée sur le temps
Utilisateurs	Briaud et al. (2001), Jepsen et al. (1997), Le Hir et al. (2006)	Lefebvre et al. (1986), Wan et Fell (2004), Pham (2008)	Arulanandan et al. (1975), Chapuis (1986), Lim et Khalili (2009)

Tableau II-1 : Synthèse concernant trois érodimètres à écoulement tangent à une interface eau-sol.

Essais d'impact de jet sur une interface eau-sol (type d'écoulement N1 – T1)

Un autre type d'écoulement applicable sur le sol est un jet impactant. On retrouve ces contraintes sous un évacuateur de crues, lors d'une surverse. Il existe deux classes de jet impactant. La classification est effectuée suivant les conditions limites hydrauliques :

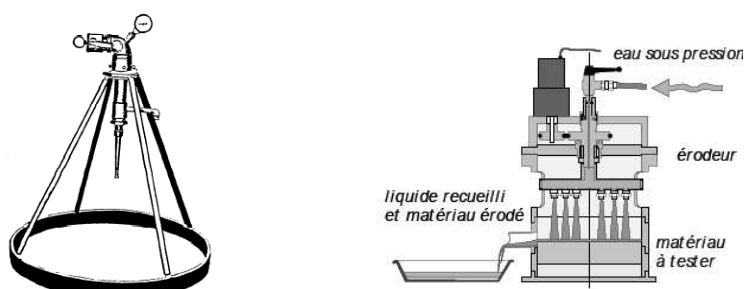
- le jet dans une autre phase (par exemple jet d'eau dans l'air).
- le jet immergé.

Tous ces différents appareillages permettent d'effectuer des essais in-situ.

Il existe cependant un troisième type d'érodimètre avec impact. Ceux-ci fonctionnent non plus en envoyant un jet unique mais des gouttes en complément d'un écoulement sous forme de nappe, Warlouzel (1999).

On se concentrera sur les deux premières formes d'appareils. Ils ont été développés avec leur protocole pour déterminer la sensibilité à l'érosion.

Le sol peut être émergé et il est impacté par un seul jet (érodimètre USDA – Soil Conservation Service, Figure II-26 a), ou avec plusieurs jets mobiles (MoJet, Figure II-26 b). Des études avec un type de jet ressemblant à celui du Soil Conservation Service a été utilisé au Japon dans le cadre d'une comparaison avec un flume test (Oda et al. 2008). On observe une phase transitoire où une nappe se crée au-dessus du sol. Cette dernière va protéger en partie le sol de l'impact sur la suite de l'essai.



a) érodimètre USDA –Soil Conservation Service (R.E.M.R.)

b) érodimètre à jets

mobiles MoJet- LCPC

Figure II-26 : Erodímetros avec un jet (ou plusieurs) à air libre.

Le jet peut aussi être immergé (Figure II-27, USDA-HERU). Dans ce cas, une dissipation du jet prend place dans le réservoir d'immersion.

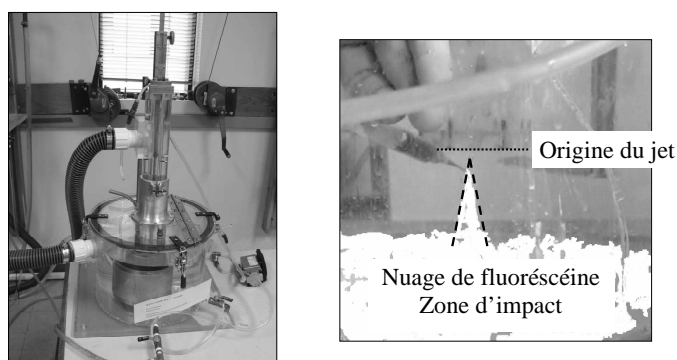


Figure II-27 : Erodímetro à jet immergé (USDA-HERU), et visualisation avec de la fluorescéine de la zone de jet.

Le jet est en général créé par une buse de diamètre donné (6,35 mm pour le jet immergé USDA-HERU, 0,5 mm pour l'érodimètre à jets mobiles MoJet) alimentée en eau sous une pression donnée. Dans le cas du MoJet, il y a 6 buses sur un arbre en rotation permanente.

La quantification de sol érodé sur ces appareils se fait de manière intégrée sur le temps, c'est-à-dire que l'on observe une évolution du système total sur un pas de temps donné. Avec le MoJet, on récupère l'effluent, cela quantifie la quantité de solide érodé. Cette mesure est couplée avec la mesure de la géométrie des sillons.

Pour les deux autres appareils, la quantification de l'érosion est réalisée par la mesure de la variation de profondeur de l'interface en un point au centre (Jet USDA – HERU) ou de la variation de volume (Jet USDA – Soil Conservation Service) à des pas de temps donnés. Dans tous les cas, il est possible d'avoir l'évolution du phénomène par rapport à des paramètres hydrauliques.

Dans le cas des jets dans l'air, une phase transitoire apparaît dans l'essai (Pham, 2008) pour les écoulements d'eau au niveau du sol. L'équilibre entre l'infiltration et l'écoulement en couche mince sur le sol par rapport aux apports n'est pas instantané. Ce phénomène transitoire est aussi observé à l'échelle d'une parcelle en hydrologie (Ballais et al., 1998). Dans le cas du jet immergé, il subsiste de l'infiltration mais celle-ci est alimentée directement par la réserve d'eau immergeant le jet et non par le jet lui-même; la phase transitoire y est probablement moins longue.

Le Tableau II-2 suivant présente une synthèses des deux appareils : MoJet et JET.

	MoJet	JET
Principe de l'essai	6 jets d'eau dans l'air en rotation	Un jet d'eau immergé vient impacter le sol
Mesures	Temps Forme des sillons et masse totale érodée Pression sur le jet	Temps Profondeur d'érosion Pression sur le jet
Principe interprétation	Relier la masse érodée en un temps donné aux conditions hydrauliques	Calcul de contraintes à partir des conditions hydrauliques Relier la vitesse de descente du pointeau aux contraintes hydrauliques
Avantages	Possibilité de faire du terrain Essai rapide Essai intégré sur une grande surface	Possibilité de faire du terrain Peu de problèmes pratiques
Inconvénients	Logistique sur terrain importante, électricité, bouteille de gaz Difficultés de remonter à des grandeurs mécaniques Evaluation des sillons difficile suivant le sol	Etalonnage fait sur des jets immergés à impact sur un plan Ordre de grandeur de la contrainte Jauge profondeur difficile suivant le sol Erosion définie sur un point
Utilisateurs	Hanson et Hunt (2007), Lee et al. (2009), Shugar et al. (2007)	Henensal et Duchatel (1990), Pham (2008)

Tableau II-2 : Synthèse concernant deux érodimètres à jet impactant une interface eau-sol.

4.5 Synthèse des essais d'érosion d'interface eau-sol

De la confrontation des différents appareillages, plusieurs conclusions peuvent être tirées :

- le R.C.T. semble le plus adapté (en principe) pour mesurer l'érosion en fonction du taux de cisaillement. En effet, les deux grandeurs caractérisant de la sollicitation du fluide et l'érosion du sol correspondante sont mesurées d'une manière relativement directe : couple appliqué sur l'échantillon, et masse restante. Mais, la mesure de cette masse requiert le démontage de la cellule et peut donc influencer le résultat, surtout si l'échantillon est érodable.
- le H.E.T. a été utilisé sur un grand nombre de sols. L'interprétation des mesures permet de calculer une contrainte de cisaillement hydraulique et le taux d'érosion.
- l'E.F.A. est un outil intermédiaire entre le H.E.T. et le R.C.T. Le taux d'érosion est mesuré et les contraintes sont à peu près bien estimées, d'après la comparaison effectuée par Briaud et al. (2001) avec un flume.

- le JET et MoJet permettent une mesure de la profondeur érodée et une évaluation de la contrainte hydraulique. Ils permettent la réalisation d'essais in-situ.

Le problème de la plupart de ces appareils est la difficulté voir l'impossibilité (HET-RCT) de mener les essais sur des sols très peu cohésifs.

4.6 Critères de filtres et sensibilité à l'érosion de volume

Différentes études ont été menées avec des cellules perméamétriques rigides (Foster & Fell (2001), et Sherard et Dunnigan (1989), Lafleur(1984), Li et Fannin (2008)), et des critères d'ingénierie concernant les filtres ont été développés de manière à éviter une érosion déstabilisatrice. Ces critères ont tendance à être conservatifs du fait de la présence d'un défaut lors du test, ou de la naissance du défaut.

Les premiers critères construits avec ce type de tests sont purement géométriques (Terzaghi, 1922 ; Sherard et al., 1984) et considèrent des paramètres de granulométrie. L'approche de conception des filtres granulaires aux Etats-Unis d'Amérique (Design of small dams, 1987) est basée sur ces travaux. Elle repose sur la vérification des quatre inégalités suivantes :

$$1 - \frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 5 \text{ pour un filtre avec un passant au tamis de } 0,074 \text{ mm inférieur à } 5 \text{ \%}.$$

$$2 - \frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5$$

$$3 - \frac{D_{85}}{\text{Diamètre maximal de drain}} \geq 2$$

$$4 - C_{u,\text{filtre}} = \frac{D_{60}}{D_{10}} \leq 60 \text{ avec un diamètre maximal pour le filtre de } 3 \text{ pouces (7,62 cm) et un matériau de noyau inférieur au tamis de } 4,75 \text{ mm}.$$

avec D_X : diamètre à X % de passant pour le filtre.

d_X : diamètre à X % de passant pour le noyau.

Toutefois ces critères tiennent peu compte de l'hydraulique, ainsi que de la qualité d'argile. Foster et Fell (2001) ont proposé une qualification du risque sous forme de représentation graphique (II-28), avec en abscisse le pourcentage d'argile et en ordonnée le

rapport entre le passant à 15% du filtre et celui à 85% du noyau. Pour $\frac{D_{15}}{d_{85}} \geq 5$, le risque d'érosion est avéré.

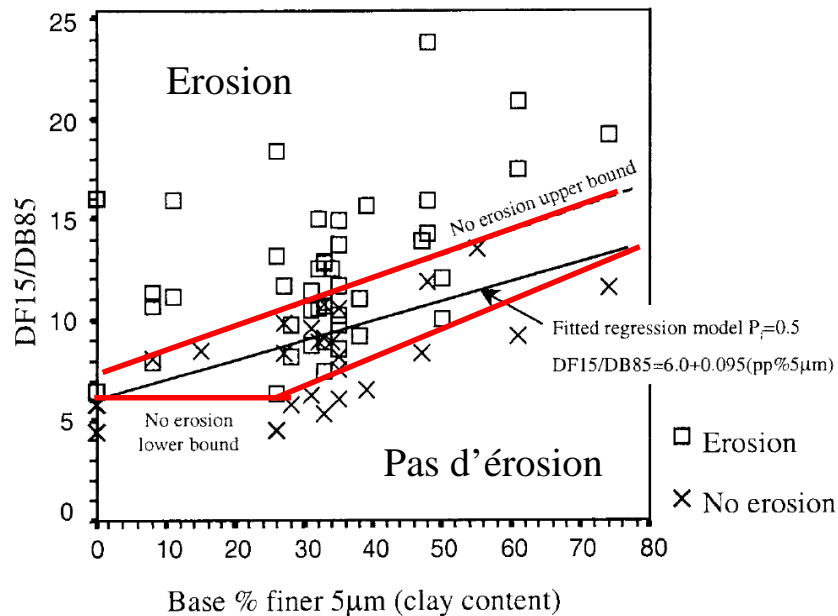


Figure II-28 : Critère proposé par Foster et Fell (2001) pour les filtres (reproduit avec l'autorisation de l'A.S.C.E.).

D'autres auteurs définissent ces critères granulométriques pour un problème de suffusion interne (Kenney et Lau, 1985 ; Lafleur, 1984). Ils redéfinissent des critères de stabilité locaux à la courbe granulométrique. Kenney et Lau (1985) proposent de vérifier l'inégalité suivante (II-64) où d est le diamètre de la granulométrie considérée. Cette dernière permet d'évaluer la fraction qui serait susceptible de ne pas pouvoir être retenue. Ce critère est construit d'après l'idée d'une structure primaire et des grains pouvant être déstabilisés.

$$1 \leq \frac{\text{Passant au diamètre } (4d) - \text{Passant au diamètre } (d)}{\text{Passant au diamètre } (d)} \quad (\text{II-64})$$

L'étude menée par Bendahmane et al (2008) avec l'appareil triaxial sur des échantillons sablo-argileux met en évidence l'amplification de la suffusion par la diminution du pourcentage d'argile et la diminution de la pression de confinement ainsi que par l'accroissement de l'ouverture des pores du filtre (Marot et al., 2009).

D'autres auteurs ont évalué le risque de suffusion en définissant des gradients hydrauliques limites (Li et Fannin (2008), inspirés du gradient critique de boulangerie (Terzaghi et Peck, 1948).

4.7 Etudes sur l'érosion d'interface

a) Classification du risque d'érosion d'interface

Pour l'érosion d'interface, Annandale (1995) propose un seuil pour le phénomène d'érosion exprimé en puissance calculée comme le produit d'un débit par une perte de charge et dépend des conditions hydrauliques. Il reprend l'indice développé par Kirsten (1982) pour les matériaux rocheux, et redéfinit les coefficients permettant de calculer cet index pour les sols. Cet index est basé sur une évaluation structurale du matériau et de son constituant. Ainsi, le premier facteur est la définition de la résistance globale du matériau. Le deuxième facteur est le nombre d'entités constituant cette masse de sol, et donc un dénombrement des discontinuités. Le troisième facteur est une évaluation de ces discontinuités (orientation par rapport à l'écoulement/résistance). Il applique cette méthodologie à un ensemble d'essais. Il obtient la Figure II-29 qui semble mettre en évidence l'existence d'une puissance hydraulique pour amorcer l'érosion. Cet index permet donc de remonter à la puissance hydraulique maximale pouvant être subie par le matériau sans érosion.

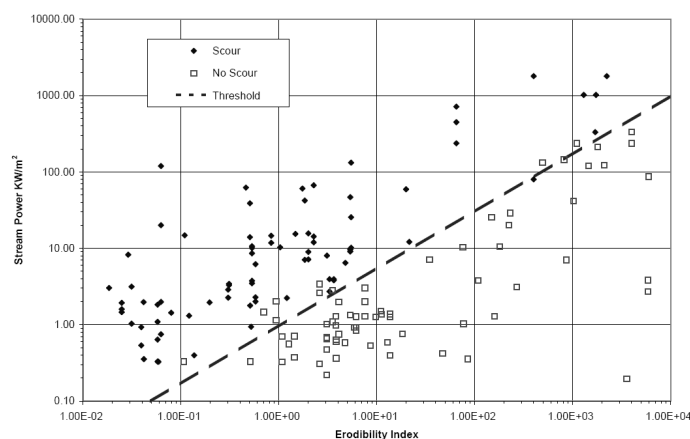


Figure II-29 : Zonage défini par Annandale (1995) en fonction de l'index d'érodibilité et la puissance hydraulique (reproduit avec l'autorisation de l'I.A.H.R.).

Wan et Fell (2004) définissent une classification des vitesses d'érosion par rapport à un index d'érosion I_E (équation (II-65)) calculé sur les valeurs de k_d mesurées à l'aide du Hole Erosion Test. Il est à noter que cette classification repose uniquement sur le coefficient d'érosion k_d et ne dépend donc pas de la contrainte critique τ_c .

$$I_{HET} = -\log(k_{d,m}) = -\log(k_d \rho_d) \quad (II-65)$$

La vitesse de développement de l'érosion pourra être évaluée (Tableau II-3).

Vitesse de développement de l'érosion	IE	Classe d'érosion
Extrêmement rapide	< 2	1
Vraiment rapide	[2 - 3 [2
Modérément rapide	[3 - 4 [3
Modérément lente	[4 - 5 [4
Lente	[5 - 6 [5
Vraiment lente	> 6	6

Tableau II-3 : Classification des cinétiques d'érosion suivant Wan and Fell (2004).

L'approche ne considère pas un seuil critique pour la classification du risque d'érosion, Elle quantifie le risque essentiellement par rapport à la cinétique de développement. Elle est valide dans le cas d'une étude où l'érosion est avérée.

Hanson et Simon (2001), définissent avec le JET des classes avec un seuil et une cinétique d'érosion (Figure II-30). Le risque d'érosion est ainsi représenté par son risque d'amorce (contrainte critique) et sa cinétique de développement.

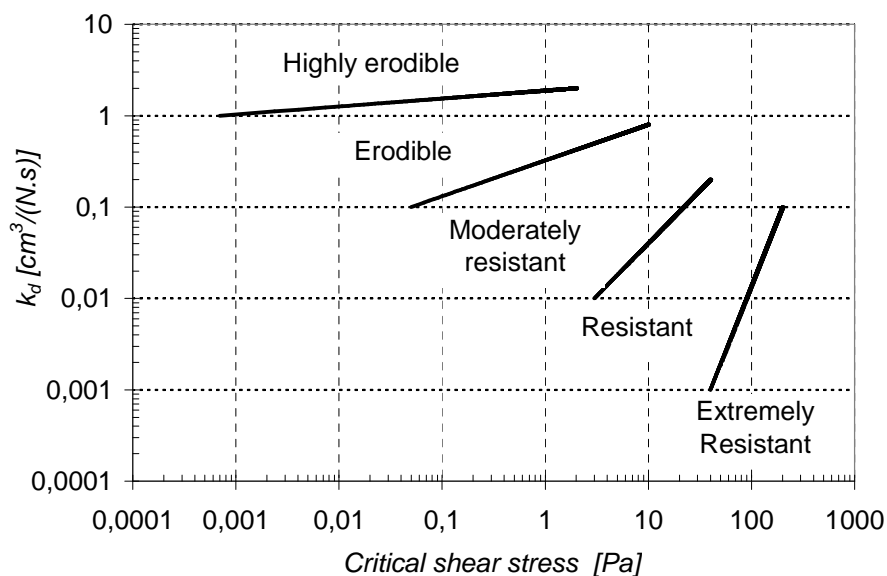


Figure II-30: Classification proposée par Hanson et Simon (2001).

Briaud (2008), avec l'E.F.A. considère un diagramme taux d'érosion, contrainte ou vitesse pour classer le risque d'érosion. Il ne se base pas sur une loi d'érosion pour évaluer le risque, et considère ce dernier par rapport à une vitesse d'érosion ou une contrainte hydraulique, Figure II-31.

Ainsi, par rapport à la classification de Hanson et Simon (2001), la classification de Briaud (2001) quantifie le risque de manière pratique et non comme la synthèse d'une loi d'érosion.

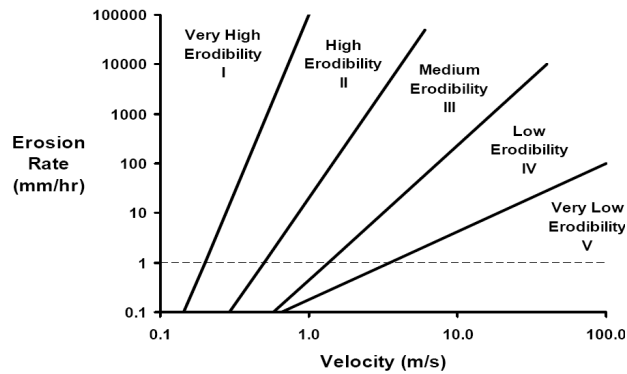


Figure II-31 : Critère proposé par Briaud, pour la sensibilité à l'érosion d'interface.

Par ailleurs, on note que les classifications de Hanson et Simon (2001) et Wan et Fell (2004) évaluent le risque avec les paramètres d'une loi d'érosion supposée identique pour les deux essais bien que les essais soient différents.

b) Etudes paramétriques de la sensibilité à l'érosion d'interface

Partheniades (1965) a caractérisé le comportement de différents sols fins vis-à-vis de l'érosion. Paaswell (Wischmeier et al., 1973) a écrit un état de l'art quant aux mécanismes et causes de l'érosion d'interface. Il ressort de son analyse les paramètres suivants :

- le risque d'érosion présenté par un sol peut être évalué par l'indice de plasticité, mais l'état structurel du sol est prépondérant.
- il serait souhaitable de définir un indice d'érosion basé sur des paramètres structurels (orientation des particules, l'indice des vides, l'historique des contraintes), et le gonflement potentiel
- l'histoire des contraintes (géostatique, ou du compactage...) vues par le sol au cours de son histoire est importante. De cet historique va dépendre la structure reprenant les chargements, ainsi que la force des liens inter-particules.

Raudkivi et Tan (1984) construisent une loi d'érosion avec pour paramètres : l'énergie chimique du sol et l'énergie dissipée par l'écoulement, en considérant des essais de « rotating cylinder test ».

Hanson et Hunt (2006) ont utilisés le JET pour évaluer le lien entre le compactage et l'érodibilité. Une différence de comportement vis-à-vis de l'érosion apparaît entre le côté sec et le côté humide du sol (défini par rapport à l'optimum Proctor) pour une énergie de compactage donnée. Un optimum pour la résistance à l'érosion est observé à proximité de la teneur en eau optimale pour deux types de sols.

Wan et Fell (2004) ont utilisé le Slot Erosion Test et le HET pour mener une campagne sur la sensibilité des sols à l'érosion. Après une étude statistique, l'indice d'érosion pour des sols non dispersifs est exprimé en fonction de paramètres géotechniques : teneur en eau, écart de teneur en eau par rapport à la teneur en eau à l'optimum Proctor, densité sèche, limite de liquidité, indice de plasticité, teneur en argile et dispersivité. Deux catégories ont été différenciées : les sols fins et les sols grossiers. Cette approche empirique est confrontée à nos résultats dans la partie d'analyse des résultats de ce travail. Le rapport de Wan et Fell, datant de 2002, est riche et dense en termes de résultats sur la sensibilité des sols à l'érosion ainsi que sur la variabilité des sols (13 sols différents et 253 essais). Il conclut sur l'équivalence des essais entre le HET et le SET en termes de cinétiques.

Pham (2008) a quantifié avec le MoJet et le HET la sensibilité à l'érosion suivant la texture des sols. Il trouve que la variation du coefficient d'érosion obtenu avec le HET pour les différentes textures testées est comparable avec la variation du taux d'érosion initial mesuré avec le MoJet (Figure II-32). En comparant le seuil obtenus avec le HET et la masse finale érodée pour le MoJet, ces dernières semblent corrélées sauf pour la texture 8 (argileuse).

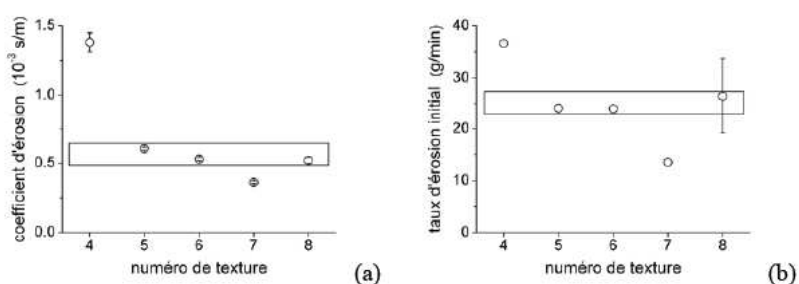


Figure II-32 : a) Comparaison de l'indice d'érosion du HET b) Comparaison du taux d'érosion initial mesuré avec le MoJet en fonction de la texture (Pham, 2008).

Wynn et al. (2008) ont étudié la sensibilité du sol à l'érosion sur site en utilisant le JET suivant l'état hydrique du sol. Des essais sur les effets de la saturation (en triaxial) ont été faits par Lim (2006), cette dernière améliorerait le comportement du sol vis-à-vis de l'érosion.

Deux processus de base pour le phénomène d'érosion semble se distinguer : l'arrachement et le transport. Pour l'érosion de volume, l'arrachement semble être relié au gradient et le transport à la géométrie de l'écoulement. Pour l'érosion d'interface, la distinction n'est pas si claire, et les travaux présents dans la littérature tendent à tout définir par rapport à l'arrachement.

Cet arrachement est dû soit :

- à un processus mécanique lié au cisaillement développé à l'interface fluide - solide ainsi qu'aux fluctuations de pression,
- à des processus chimiques, difficiles à isoler.

Dans tous les cas, à l'échelle spatiale et temporelle de l'ingénieur, il semble possible de pouvoir définir un seuil et une cinétique.

c) Confrontation d'érodimètres

Dans le but de conclure quant à la pertinence des modèles et essais associés, il s'avère judicieux de comparer les érodimètres et leur interprétation.

Wan et Fell dans le rapport de 2002 compare le HET et le Slot Erosion Test. Ils concluent que les résultats des deux essais sont identiques en terme d'indices de sensibilité à l'érosion.

Dans sa thèse (2006), Lim compare le RCT et le HET. Il conclut que la sensibilité à la dispersion du sol intervient sur la corrélation entre les deux tests. Pour les sols dispersifs la valeur des Index entre les deux tests est identique à $\frac{1}{2}$ décade près. Pour les sols non dispersifs, le HET surestime de 2 décades l'index par rapport au RCT. La principale explication donnée est la différence dans la métrologie et la méthode inverse associée aux essais.

Pham (2008) a comparé le MoJet. avec le HET. Il met en évidence la classification identique des textures avec cet appareil en terme de coefficient d'érosion (HET) et taux d'érosion initial (MoJet).

Cook et Hanson (2004) essaient avec les résultats de JET de prédire des érosions sur des écoulements à plus grande échelle. Ils ont réalisé des essais d'affouillement en pied de chute (2002) ou avec un essai en canal (2004). De plus, ils ont utilisés le JET pour évaluer les caractéristiques d'érodibilité pour des essais méso-échelles de rupture de digues (6 au total). Le nombre d'essais est malheureusement faible et ne permet de donner qu'une conclusion partielle sur le lien entre les deux. Le JET de l'USDA a été utilisé pour évaluer l'érodibilité sur d'autres campagnes de mesures d'érodibilité menées par d'autres chercheurs.

En conclusion, il subsiste des marges de progrès importantes quant aux divers appareillages et aux méthodes d'interprétation pour que la classification de la sensibilité des sols à l'érosion soit objective, et ne dépende pas des appareillages en question.

Chapitre III Comparaison HET et JET

1 Objectifs et moyens

Ce chapitre présente les essais d'érosion d'interface menés avec le HET et le JET. Ces derniers ont été effectués dans le cadre d'une collaboration au travers du Dam Safety Interest Group (CEATI – DSIG) avec les organismes Bureau des Réclamations de Denver, Agricultural Research Service – HERU Stillwater, et Engineer Research and Development Center – Vicksburg. Ainsi, les essais ont donc été menés en France et aux Etats-Unis d'Amérique.

Par ailleurs, des essais de diagnostic avec le JET pour des études relatives aux digues et au curage de sédiments ont été menés au cours de nos travaux. Ces données seront utilisées à titre de données complémentaires.

Deux appareils (présentés par la suite avec leur protocole) sont utilisés pour la réalisation de deux études distinctes:

- la première étude a pour objectif de confronter la caractérisation de la sensibilité des sols obtenue avec les deux appareils.
- la deuxième caractérise l'influence des conditions de compactage et de saturation sur la sensibilité des sols à l'érosion.

Dans une première partie, les caractéristiques des matériaux utilisés et la préparation des échantillons sont détaillées.

Dans une deuxième partie, les protocoles de mesures ainsi que les principes de base de l'analyse inverse des essais vont être précisés et discutés.

2 Les matériaux et leur préparation

Les sols testés regroupent un panel de 12 sols différents : 10 sols naturels d'origine diverses, un sol reconstitué à partir de 2 sols naturels et un mélange constitué d'une argile (Kaolinite blanche Speswhite - Imerys) et d'un sable de Fontainebleau (SIFRACO – NE 34). Les sols testés sont des sols fins avec une fraction inférieure à 4,75 mm de 100%.

Les sols ont été choisis en fonction de leurs limites d'Atterberg avec pour objectif de couvrir la plus grande plage possible. Ce choix a pu être réalisé grâce à des campagnes de

caractérisation menées préalablement et qui sont consignées dans des rapports annexes. Les campagnes d'essais utilisent les normes internes à l'U.S.B.R. (Earth Manual, équivalente à celle de l'A.S.T.M.).

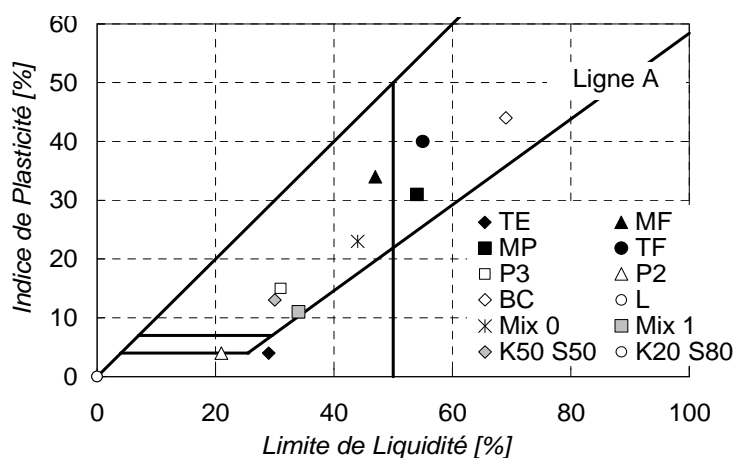


Figure III-1: Position des différents sols sur le diagramme de Casagrande.

Les caractéristiques géotechniques mesurées sont : les limites d'Atterberg (mesure avec la méthode de la coupelle (LL) et les rouleaux (LP)), la granulométrie, la définition de l'optimum Proctor (masse volumique sèche, teneur en eau) avec une taille de moule standard (volume de $1/30$ de ft^3 , avec un diamètre de 4 pouces). Des essais de dispersion (crumb test et pin-hole test) ont été faits sur les sols soit dans le cadre de cette étude, sol BC, soit dans le cadre d'expertises ou d'autres études pour un sol de provenance identique. Les différentes caractéristiques mesurées lors de l'étude ont été confrontées avec la bibliographie existante sur les sols correspondants.

Le Tableau III-1 recense les essais d'érosion effectués en fonction des matériaux et les lieux d'essais. Dans ce tableau, les acronymes des sols sont définis. Le Tableau III-2 et le Tableau III-3 recensent les caractéristiques des différents matériaux avec des informations complémentaires. Les références peuvent être des thèses, des livres ou des rapports de projet ainsi que des rapports d'expertise.

Référence sol	Lieux des essais	Type d'essais
TE	USBR-Denver	Comparaison HET-JET
MF	USBR-Denver	Comparaison HET-JET
MP	USBR-Denver	Comparaison HET-JET
TF	USBR-Denver	Comparaison HET-JET
P3	HERU-Stillwater	Variation de l'érodibilité suivant l'état du sol
P2	HERU-Stillwater	Variation de l'érodibilité suivant l'état du sol
BC	ERDC-Vicksburg	Variation de l'érodibilité suivant l'état du sol / Comparaison HET-JET
L	ERDC-Vicksburg	Variation de l'érodibilité suivant l'état du sol / Comparaison HET-JET
Mix 0	ERDC-Vicksburg	Essais préliminaires
Mix 1	ERDC-Vicksburg	Variation de l'érodibilité suivant l'état du sol / Comparaison HET-JET
K50 S50	St Nazaire	Variation de l'érodibilité suivant l'état du sol / instrumentation complémentaire
K20 S80	St Nazaire	Variation de l'érodibilité suivant l'état du sol/ instrumentation complémentaire

Tableau III-1 : Lieux d'essai, et description des campagnes d'essais.

Référence sol	[< 2 µm] [%]	[2 µm - 74 µm] [%]	[0,074 µm - 0,425 mm] [%]	[0,425 mm - dmax] [%]	d max [mm]	Méthode
TE	10,9	76,6	9,4	3,1	4,75	T - S
MF	33,0	41,9	21,7	3,4	4,75	T - S
MP	40,0	51,8	5,0	3,2	4,75	T - S
TF	42,3	51,4	5,5	0,8	4,75	T - S
P3	26,0	47,0	14,3	12,7	2	T - S
P2	13,0	47,0	21,2	18,8	2	T - S
BC	65,9	30,5	1,8	1,8	6,35	T - S
L	6,8	92,2	0,7	0,3	0,84	T - S
Mix 1	21,8	76,6	0,5	1,1	4,75	T - S
Mix 0	40,2	57,3	1,5	1,1	6,35	T - S
K80 S20	12,1	35,8	51,9	0,3	0,5	GL
K50 S50	17,9	53,1	28,8	0,2	0,5	GL

Normes américaines-U.S.B.R. // T : tamisage, S : sédimentométrie

Aucune norme : GL : granulomètre LASER avec dispersant.

Tableau III-2 : Données concernant la granulométrie.

Référence sol	Limites d'Atterberg		Classification [U.S.C.S.]	Dispersion [A.S.T.M.]		Densité du solide	Compactage Proctor Normal		Référence et commentaires
	LL [%]	PI [%]		Pin-Hole test	Crumb test 6 h		Teneur en eau [%]	Masse volumique sèche [kg/m ³]	
TE	29	4	CL-ML	ND	1	2,69	17	1695	Wormer et Torres 2004, Rapport expertise - sols naturels
MF	47	34	CL	D2	4	2,67	16	1743	Wormer et Torres 2004, Rapport de projet - sols naturels
MP	54	31	CH-CL	#	#	2,69	20	1682	Wormer et Torres 2004, Rapport de projet - sols naturels
TF	55	40	CH	D1	1	2,72	19	1685	Wormer et Torres 2004, Rapport de projet - sols naturels
P3	31	15	CL	#	1	2,68	13	1900	USDA-HERU, essais de piping n°2 - sols naturels
P2	21	4	ML	#	1	2,67	12	1860	USDA-HERU, essais de piping n°3 - sols naturels
BC	69	44	CH	#	1	2,73	24	1378	Berney IV, 2004 - sols naturels
L	N. A.	NP	ML	#	#	2,75	19	1670	Krinitzky et Tumbull, 1967 - sols naturels
Mix 0	44	23	CL	#	#	2,74	21	1619	Mélange de 59 % Loess (L) et 41 % Buckshot clay (BC)
Mix 1	34	11	CL	#	#	2,74	20	1650	Mélange de 81 % Loess (L) et 19 % Buckshot clay (BC)
K50 S50	30	13	CL	#	#	2,63	15	1780	Mélange 50 % Sable de Fontainebleau - 50% Kaolinite Boussaid, 2005
K20 S80	N. A.	NP	ML	#	#	2,62	10	1980	Mélange 80 % Sable de Fontainebleau - 20 % Kaolinite Boussaid, 2005

: Résultats d'essais non disponibles.

N.A. Essais non applicables.

NP : Sol non plastique, dans la suite LL = 0, PI = 0.

On constate une différence de classification pour le sol TF entre le « crumb-test » et le « pin-hole test ».

Tableau III-3 : Données de caractérisation disponibles pour les différents sols testés, commentaires et références.

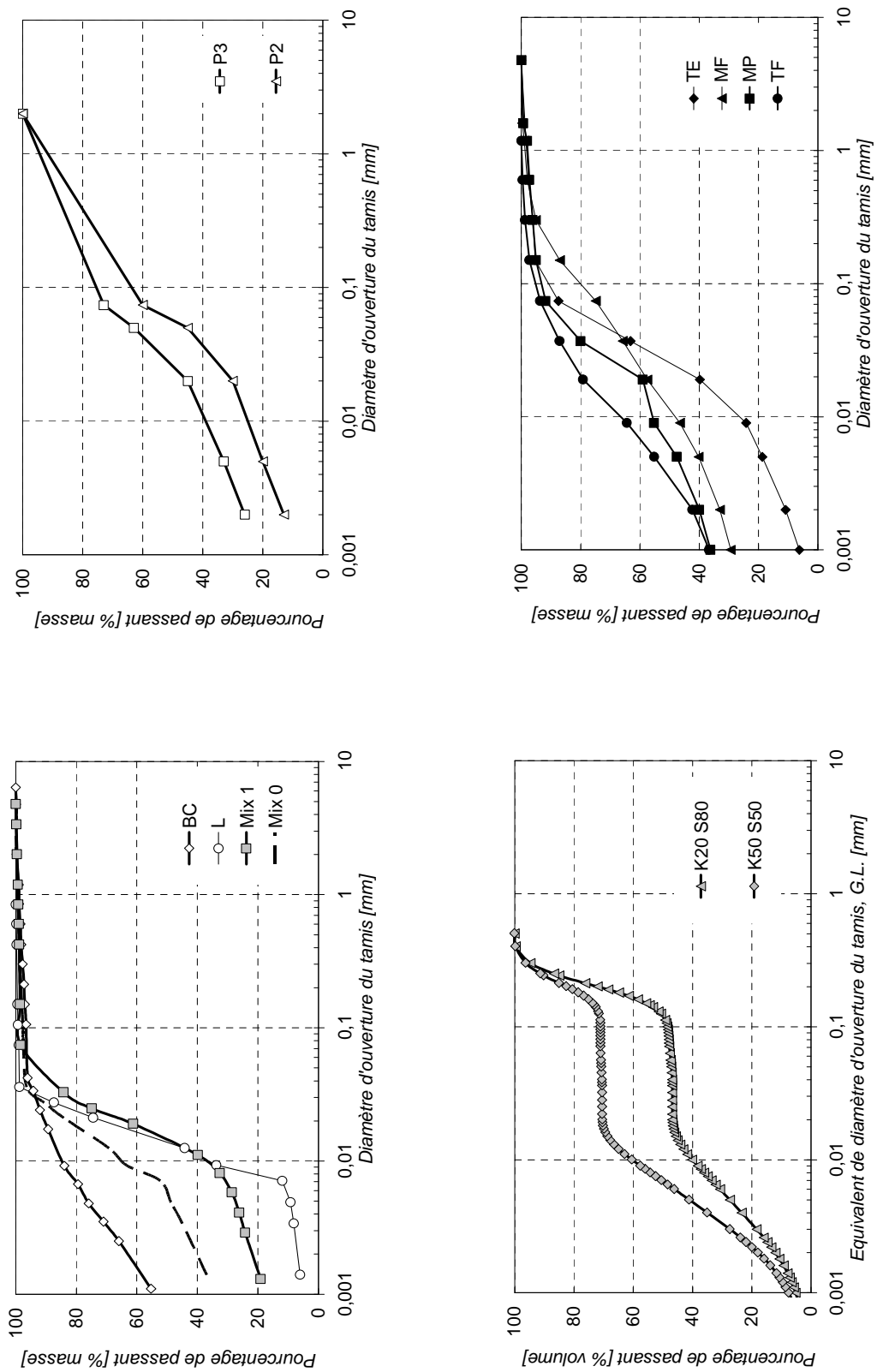


Figure III-2 : Distribution granulométrique des différents sols.

La méthode de préparation des échantillons doit être rigoureuse et répétitive. Elle doit également être utilisable par la communauté scientifique, et être représentative des ouvrages. Le compactage Proctor est donc utilisé.

La première étape est la préparation du matériau à tester :

- séchage des sols ($T = 60^{\circ}\text{C}$, durée minimale 72 h), concassage, et tamisage (diamètre maximum de 4,75 mm),
- mélange des sols (malaxage adapté en fonction des sols de 2 kg – manuels ou avec malaxeur, temps minimal de 5 min – sol : K20 S80, Mix 0, Mix 1).

La deuxième étape consiste en la préparation de l'échantillon, l'ajout d'eau et le compactage :

- préparer le sol à la teneur en eau désirée (addition d'eau sur des masses de 2 kg sous forme de pluviation, mélange au malaxeur ou à la main) et laisser la préparation au repos pendant 36 h,
- compacter la préparation selon la norme Proctor en 3 couches avec 25 coups par couche (remplissage à mi-hauteur du moule – compactage, remplissage du moule – compactage, remplissage du moule avec la rehausse – compactage),
- araser à volume constant, mesurer les masses, teneur en eau sur 2 échantillons de 80 g minimum,
- pour les essais non saturés, laisser reposer l'échantillon à l'horizontal pendant 12 h au moins dans un sac plastique étanche mis à la chambre humide (80-100% humidité) ; pour les essais « pseudo-saturés », mettre en contact avec l'eau l'échantillon au moyen de bases perméamétriques prévues pour le moule Proctor avec une perte de charge sur l'échantillon d'environ 1 m.

Le compactage impose une structuration importante au niveau de l'échantillon. Pour les échantillons à fort indice de plasticité, les trois couches de compactage sont bien visibles, si on effectue une coupe longitudinale. Cette structuration va influencer l'état de surface, la porosité de l'échantillon, le degré de liaison interparticulaire. Nous pouvons observer sur les photographies des différents sols testés (cf. Figure III-3) que plus le sol a un indice de plasticité élevé, plus sa texture semble lâche avec des macro pores (formés par les morceaux d'argile collés entre eux) et des interfaces entre couches plus marquées.

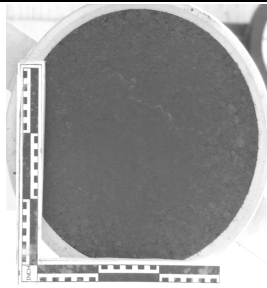
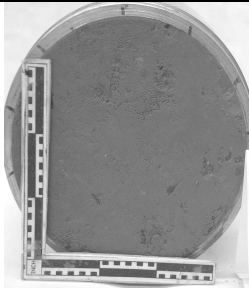
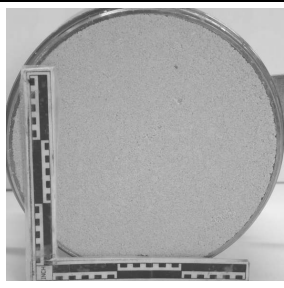
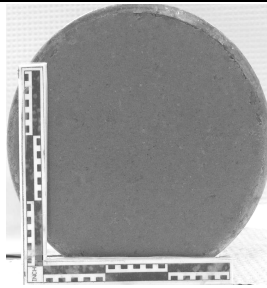
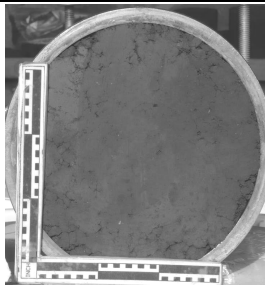
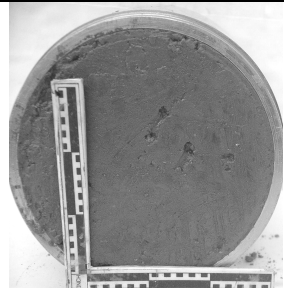
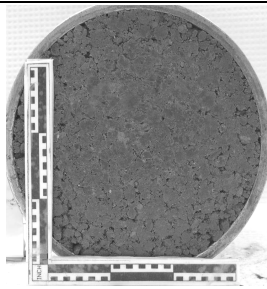

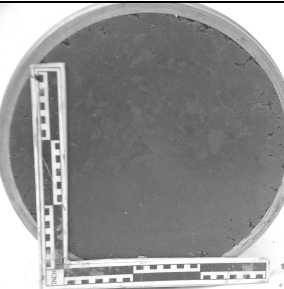
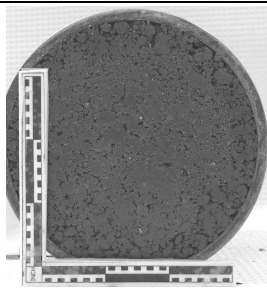
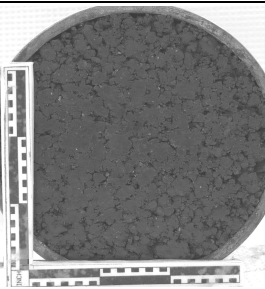
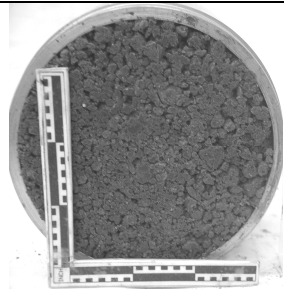
Classification U.S.C.S.	Photographies des préparations		
ML			
	P2	L	K20 S80
CL - ML CL			
	TE	P3	Mix 1
			
	MF	K50 S50	Mix 0
CH			
	TF	MP	BC

Figure III-3 : Photographies de l'état de surface des échantillons après compactage.

Pour établir la confrontation, nous avons choisi de préparer les échantillons à une teneur en eau équivalente à l'optimum Proctor moins 1%. Cette teneur en eau a été choisie par rapport aux pratiques de la conception des barrages du Bureau des Réclamations et les travaux précédents menés dans cet institut. La pratique française (Degoutte et al., 1997) recommande une teneur en eau comprise dans une plage de 2% centrée sur la teneur en eau optimale Proctor pour la réalisation d'un ouvrage. Cette teneur en eau est dépendante des matériaux.

Pour l'étude concernant la sensibilité à l'érosion des sols, les paramètres étudiés sont :

- l'influence de la teneur en eau lors du compactage ;
- l'influence de l'énergie de compactage (3 couches avec la dame Proctor normale et la dame Proctor modifiée) ;
- l'influence de l'histoire hydrique de l'échantillon et des conditions de saturation.

L'étape de saturation / imbibition est réalisée juste après le compactage sans période de repos supplémentaire avec un perméamètre prévue pour les moules Proctor. La prise de masse de l'échantillon est mesurée avant l'essai, ainsi l'eau injectée peut être déduite.

3 Principe des essais et interprétation

Pour les deux types d'essais d'érosion d'interface réalisés, le HET et le JET, nous allons détailler dans cette partie les procédures présentes dans la littérature que nous avons utilisées. Il s'agit pour le HET de la méthode définie par Wan et Fell (2004) enrichie par Bonelli et Brivois (2008) et pour le JET de la méthode développée par Hanson et Cook (2002). Ces méthodes d'interprétation doivent permettre de déduire les paramètres de la loi d'érosion à l'aide de certaines hypothèses. Ces deux méthodes d'interprétation reposent sur la loi d'érosion proposée par Partheniades en 1962 pour les sols cohésifs (équation (II-62)).

Ainsi, la réalisation d'un essai et son interprétation doivent permettre ici de :

- quantifier la contrainte de cisaillement hydraulique à l'interface à partir de mesure,
- quantifier l'érosion sur un échantillon.

Les grandeurs mesurées durant les essais sont présentées. Elles sont utilisées en tant que données d'entrée d'un modèle (propre aux appareils) pour déduire les paramètres de la loi d'érosion.

a) Le Hole Erosion Test

Déroulement de l'essai et métrologie

Un échantillon cylindrique est perforé avec une perceuse à colonne suivant son axe pour former une conduite. Le diamètre ϕ de celle-ci est initialement de 6,4 mm (soit ¼ de inch). Cet échantillon est placé à l'horizontal et est relié à deux réservoirs de charge

hydraulique différente. Cette différence de charge (ΔH) génère un écoulement dans la conduite (cf. Figure III-4).

Cet écoulement peut être piloté en débit Q et donc la variable modifiée est la différence de pression amont – aval $\Delta P = \rho g \Delta H$ (Lefebvre et al., 1986) mesurée aux bornes de l'échantillon. Wan et Fell (2002) réalisent des essais sous charge hydraulique contrôlée, et en conséquence le débit est variable.

Dans les deux cas, les grandeurs : débits, et pressions aval - amont sont mesurées. En effet, la mesure de la grandeur non imposée va permettre de calculer le diamètre du conduit et son accroissement permet de calculer l'érosion correspondante.

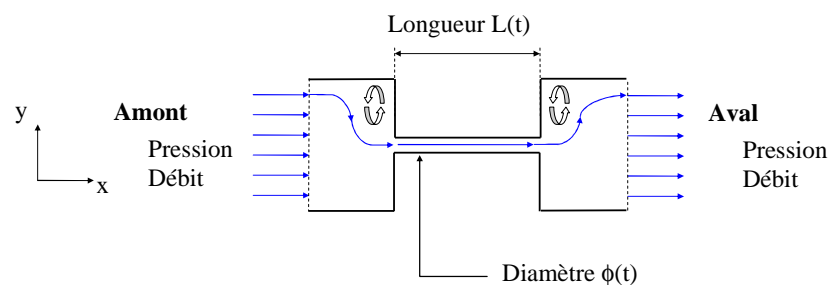


Figure III-4 : Vue simplifiée de l'écoulement dans un HET.

Notons que suivant le type de pilotage de l'essai, le comportement asymptotique en temps est différent. Dans le cas d'un pilotage en débit, la perte de pression amont-aval diminue jusqu'à la stagnation. Dans le cas d'un pilotage en différence de pression amont-aval, le débit augmente infiniment jusqu'à l'atteinte des limites techniques du système.

En ce qui concerne l'érosion, celle-ci est évaluée par différence entre l'état initial et l'état final qui est quantifiée par la variation du diamètre : $\Delta \phi = \phi_{\text{Final}} - \phi_{\text{Initial}}$. Le diamètre initial est supposé égal au diamètre de perforation (en général 6,4 mm).

Pour évaluer le diamètre final, un moulage du trou est effectué. Un diamètre moyen est calculé sur l'ensemble du trou pour l'instant final (environ 5 mesures du diamètre sont réalisées le long de la conduite). La longueur droite de l'échantillon est aussi mesurée et une valeur moyenne de longueur de trou est calculée sur la durée de l'essai.

En termes de métrologie, il subsiste deux types de mesures à différents temps :

- la mesure continue des débits et des pressions,
- la mesure de l'érosion qui se fait après arrêt de l'essai. Nous avons signalé dans la partie caractérisation de l'érosion l'existence des tentatives de mesure continue de l'érosion, déduite à partir de la turbidité (Pham, 2008).

Précautions particulières pour les essais HET

Avec la réalisation d'essais préliminaires, certaines précautions ont été prises pour la mise en œuvre du HET.

La préparation de l'échantillon consiste à forer un trou de 6,4 mm (1/4 de pouce). Une brosse à fusil (laiton) est introduite dans le conduit et est poussée au travers. Cela a pour effet de nettoyer et d'aplanir le trou. D'après observation, l'état de surface est en général plutôt lisse.

Un échantillon en plexiglas est placé entre la chambre d'entrée et de sortie avec un trou de 6,4 mm. La perte de charge initiale désirée est réglée. Dans le cas d'un premier essai sur un matériau, elle est fixée à 50 mm. Dans les autres cas elle est fixée à la perte de charge générant la première érosion observée : 50 – 100 – 200 – 400 – 800 – 1000 mm – 1100 mm – 1200 – 1800 mm. L'observation de l'érosion est considérée avec une vitesse d'évolution du débit de l'ordre du L/min^{-1} sur une période d'observation de 15 minutes.

L'échantillon est mis en place avec précaution, et le système est mis en eau avec précaution également, les deux chambres aval et amont sont remplies simultanément. L'acquisition automatique du débit et de la perte de charge est lancée.

A $t = 0$, la vanne alimentant le système est ouverte. Dans le cas d'un premier essai, si au bout d'un quart d'heure, aucune augmentation de débit n'est observé, la charge amont est doublée.

L'essai est prolongé jusqu'à ce qu'il ne soit plus possible d'alimenter en eau le système (en général au bout de trois quarts d'heure à une heure) ce qui est équivalent à un débit circulant d'environ 30 l/min. Ensuite, l'échantillon est enlevé de l'appareil. Il est pesé et séché. Un moulage en plâtre est fait de la forme du trou. Un diamètre moyen est défini en moyennant le diamètre mesuré au niveau de 5 sections différentes.

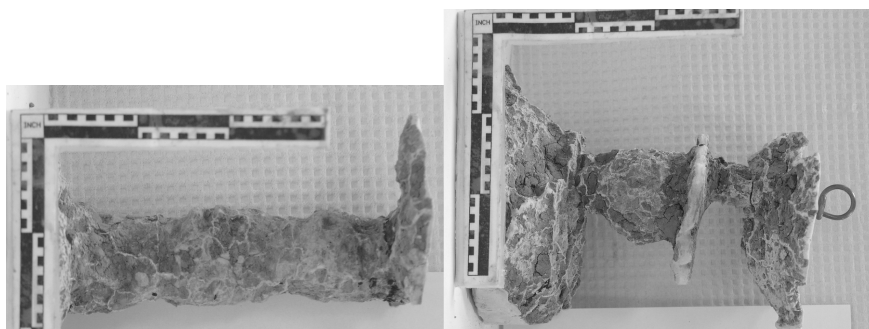


Figure III-5 : Exemples de moulage de HET.

Enfin, les grandeurs utilisées pour l'interprétation sont : l'échelon moyen de perte de charge générant l'érosion sur la durée de l'essai, le diamètre initial et le débit instantané. A la fin de l'essai, le diamètre final moyen est mesuré, ainsi que la masse restante.

Rétro-analyse du HET

La difficulté est maintenant de relier notre variation de diamètre aux paramètres de la loi d'érosion. Il faut intégrer cette loi suivant nos conditions limites entre le temps initial et à un moment T de l'essai au temps. En partant de l'équation initiale en volume par unité de surface pour l'érosion, (II-62), on obtient :

$$\frac{1}{2} \frac{d\phi}{dt} = k_d (\tau - \tau_c) \quad (III-1)$$

En intégrant suivant le temps depuis le temps initial, cette interrogation peut se formuler sous la forme suivante :

$$\frac{\Delta\phi}{2} = f(k_d, \tau_c, Q, \Delta H) = \int_0^T k_d (\tau - \tau_c) dt \quad (III-2)$$

Ainsi, on va être obligé d'évaluer le cisaillement pour l'écoulement. Ce cisaillement, comme vu précédemment peut être défini de deux façons, avec la vitesse (équation (II-25)) et avec le gradient de pression (équation (II-37)). Cela signifie que l'on suppose le résultat identique entre une formulation en vitesse et une formulation en perte de pression.

Les hypothèses associées pour obtenir le calcul du cisaillement sont :

- les volumes fluides entrant (eau) et sortant (solide fluidisé et eau) sont identiques ; aucune variation du volume compris dans le moule de l'échantillon, et pas d'échange de fluide avec le sol en place ;
- un écoulement permanent et uniforme au sein de la conduite :

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \bar{u} \cdot (\nabla \bar{u}) \approx 0 \quad (III-3)$$

- une taille de système suffisante pour utiliser les notions de coefficients de frottement et de pertes de charge associés au frottement pariétal ;
- un régime hydraulique uniforme au sein de la conduite et donc une vitesse moyenne dans la section U , ce qui permet de considérer la définition d'une charge hydraulique avec U .

La formulation de la contrainte de cisaillement hydraulique employée par Wan et Fell (2002) est dépendante du type d'écoulement : écoulement laminaire ou turbulent. La distinction laminaire - turbulent étant faite pour un Reynolds de 5000. Ils proposent les expressions suivantes :

$$\text{Si } Re \leq 5000, \quad \tau = f_L U \quad (III-4)$$

$$\text{Si } Re > 5000, \quad \tau = f_T U^2 \quad (III-5)$$

La mesure du diamètre initial et final permet de calculer le coefficient de frottement de début et de fin d'essai. Wan et Fell (2002) proposent d'utiliser une variation linéaire en temps du coefficient de frottement. Ainsi, le diamètre ϕ peut être calculé à un instant t avec les équations suivantes :

- **en régime laminaire**

$$\phi_{\text{La min aire}} = \left(\frac{16 Q f_L L}{\pi \rho_w g \Delta H} \right)^{1/3} \quad (III-6)$$

- **en régime turbulent**

$$\phi_{\text{Turbulent}} = \left(\frac{64 Q^2 f_T L}{\pi^2 \rho g \Delta H} \right)^{1/5} \quad (III-7)$$

Le régime d'écoulement est vérifié par le calcul du nombre de Reynolds pour les deux diamètres calculés :

- Si les deux valeurs du nombre de Reynolds correspondantes sont supérieures à 5000, le régime est turbulent. Donc le diamètre correspondant est le diamètre calculé avec l'expression turbulente
- Si les deux valeurs du nombre de Reynolds sont inférieures à 5000, le régime est laminaire. Donc le diamètre correspondant est le diamètre calculé avec l'expression laminaire.
- Si l'une des valeurs du nombre de Reynolds est supérieure à 5000 et l'autre inférieure à 5000, le diamètre au temps t est supposé être la moyenne des 2.

Ensuite, la vitesse d'érosion est calculée en dérivant les diamètres obtenus par rapport au temps (Wan et Fell, 2002), ou en dérivant un ajustement polynomial du diamètre (Wormer et Torres, 2004) avec le temps. On relie cette dérivée à la valeur du cisaillement obtenu à l'instant t , calculé d'après l'équation (III-8) ou en dérivant le polynôme.

$$\dot{\varepsilon} = \frac{1}{2} \frac{\phi(t+dt) - \phi(t)}{dt} \quad (III-8)$$

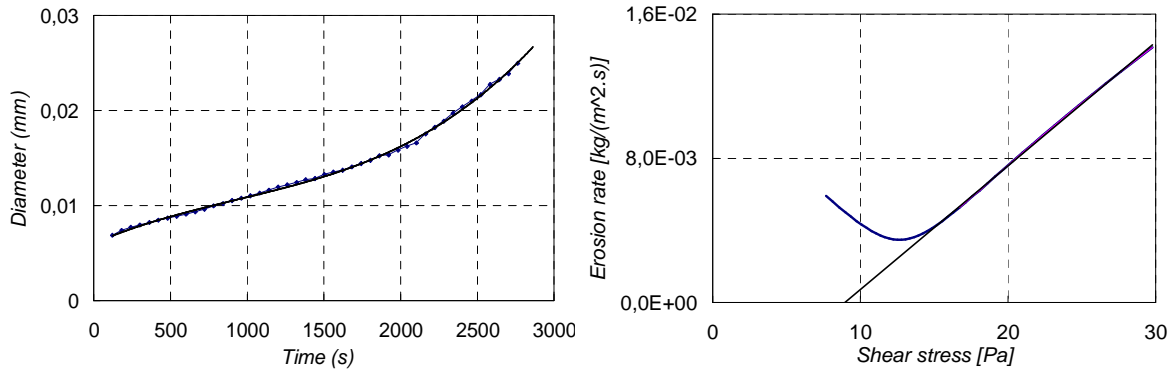


Figure III-6 : Exemple de traitement avec la méthode de Wan et Fell (sol MF 7), diamètre en fonction du temps (droite), loi d'érosion (gauche).

La représentation du taux d'érosion en fonction de la contrainte de cisaillement permet par ajustement linéaire de calculer la valeur du coefficient d'érosion k_d et la contrainte critique τ_c . Le cisaillement est évalué d'après l'expression en pertes de charge (II-37).

Avec cette méthode de traitement une partie décroissante du taux d'érosion en fonction de la contrainte de cisaillement est observée au début de l'essai. Selon Wan et Fell (2002), cette phase serait induite par l'imbibition du matériau et son éboulement ainsi que par la perturbation du sol générée par la perforation du trou. Lim (2006) ne semble plus observer cette phase décroissante en utilisant un coefficient de frottement non plus linéaire en temps mais linéaire avec le diamètre. Par ailleurs la quantification de l'érosion mesurée par Pham (2008) à l'aide d'un turbidimètre ne fait pas apparaître de phase décroissante qui semble être un artefact de la méthode d'interprétation de Wan et Fell (2002). Pour des essais réalisés sur des matériaux très sensibles à l'érosion, nous avons constaté que cet artefact peut engendrer un calcul erroné de la contrainte seuil et des valeurs négatives physiquement impossibles (cas du sol de TE), sauf peut être avec un sol dispersif.

Soulignons également que la longueur de l'échantillon peut varier par effondrement. Lim (2006) a tenté une correction (τ_{Cor}) de la contrainte τ en établissant d'après des tests sur des longueurs différentes d'échantillon un coefficient d'effondrement, $C_{Slaking}$ ($= 0,303$).

$$\tau_{Cor} = \tau \left(\frac{L_{Slaking}}{L_{Initial}} C_{Slaking} + 1 \right) \quad (III-9)$$

$L_{Slaking}$: longueur effondrée de l'échantillon [m].

$L_{Initial}$: longueur initiale de l'échantillon [m].

Une deuxième méthode d'interprétation du HET a été proposée par Bonelli et Brivois (2008). Celle-ci est basée sur les mêmes équations d'érosion mais avec les deux hypothèses hydrauliques suivantes : la contrainte de cisaillement est proportionnelle à la vitesse au carré, le coefficient de proportionnalité (coefficient de frottement) est constant et égal à sa valeur initiale. La première hypothèse revient à considérer l'écoulement en régime turbulent. Dans notre cas, cela semble justifiée (Reynolds observé supérieur à 2000). Concernant la deuxième hypothèse des doutes peuvent subsister.

Grâce à la mesure du diamètre initial et à l'équation (III-7), la valeur du coefficient de frottement peut être évaluée. Cette valeur étant considérée constante au cours de l'essai, la variation relative du diamètre peut être reliée à la variation relative du débit (équation (III-10)). En intégrant la loi d'érosion et avec l'expression de la contrainte hydraulique, Bonelli et Brivois (2008) obtiennent une solution analytique de l'évolution du diamètre relatif (équation (III-11)). Le temps caractéristique t_{er} qui apparaît dans la solution analytique est défini par l'équation (III-12).

$$\left(\frac{Q(t)}{Q(0)} \right)^2 = \left(\frac{\phi(t)}{\phi(0)} \right)^5 \quad (III-10)$$

$$\frac{\phi(t)}{\phi(0)} = \left(\exp\left(\frac{t}{t_{er}} \right) - 1 \right) \left(1 - \frac{\tau_c}{\tau_0} \right) + 1 \quad (III-11)$$

$$t_{er} = \frac{2L}{\rho g \Delta H k_d} \quad (III-12)$$

τ_0 : contrainte de cisaillement initiale correspondant la valeur de l'expression (II-37) pour les conditions initiales.

En calculant les diamètres au temps t d'après l'équation (III-10), il est possible d'optimiser les paramètres k_d et τ_c de manière à limiter l'erreur entre les débits et la loi d'érosion.

Pham (2008) interprète ses mesures de turbidimétrie directement avec la loi d'érosion et ne suggère pas un comportement constant du sol sur la durée de l'essai. Au-delà d'un seuil de contrainte hydraulique, le taux d'érosion semble être linéairement corrélé à la contrainte hydraulique pour les textures testables; la loi d'érosion d'interface dans le cadre du HET semble être valide. Enfin, la corrélation obtenue par Bonelli et Brivois (2008) avec une loi d'érosion en cisaillement pour un ensemble d'essais valide cette approche pour le HET.

Lorsque le régime d'écoulement est turbulent, Wahl et al. (2008) montrent que les coefficients d'érosion définis par la méthode de Bonelli et Brivois sont peu différents de ceux

définis avec la méthode de Wan et Fell. La différence réside dans les contraintes de cisaillement critiques. A partir de ce constat et conformément aux remarques que nous avons formulées sur les limites de la méthode d'interprétation de Wan et Fell (2004), nous avons choisi dans une première approche, d'interpréter nos mesures à l'aide de la méthode de Bonelli et Brivois (2008).

Toutefois nous pouvons souligner que la loi d'érosion d'interface correspond à une plage de contraintes hydrauliques calculées à partir des mesures effectuées avec un instrument. Hors de la plage, il paraît difficile de conclure quant à la validité des coefficients. Par ailleurs aucun essai bien instrumenté avec une plus large plage de contraintes n'a été effectué. De plus, une interrogation demeure quant à la représentativité de cette contrainte calculée à partir d'une configuration particulière (écoulement parfaitement tangentiel à la surface du sol) vis à vis de la sollicitation réellement appliquée au sol.

b) Le JET

Déroulement de l'essai et métrologie

Un volume de sol est immergé, en général dans le moule de compactage, la hauteur d'immersion est de 10 cm. Un jet est généré en appliquant une perte de charge fixée sur un diaphragme. Cette dernière est mesurée entre le bac de sortie et la chambre amont au jet. Les caractéristiques de l'écoulement de ce jet sont donc dépendantes de la charge hydraulique (ΔH) appliquée, de l'ordre du mètre de hauteur d'eau. La distance (J_0) séparant le diaphragme générant le jet et la surface supérieure de l'échantillon testé est mesurée au temps à $t = 0$ ainsi que les diverses distances servant de références : distances initiales du sol, cote du jet, cote du déflecteur (cf. Figure III-7). Dans le but de favoriser la répétitivité et la représentativité des essais le sol sera toujours placé à une distance supérieure à 6,2 diamètres de jet. La distance J_0 choisie est de l'ordre de 10 diamètres de jet. Le diamètre du diaphragme générant le jet (d_0) apparaît comme une grandeur caractéristique complémentaire.

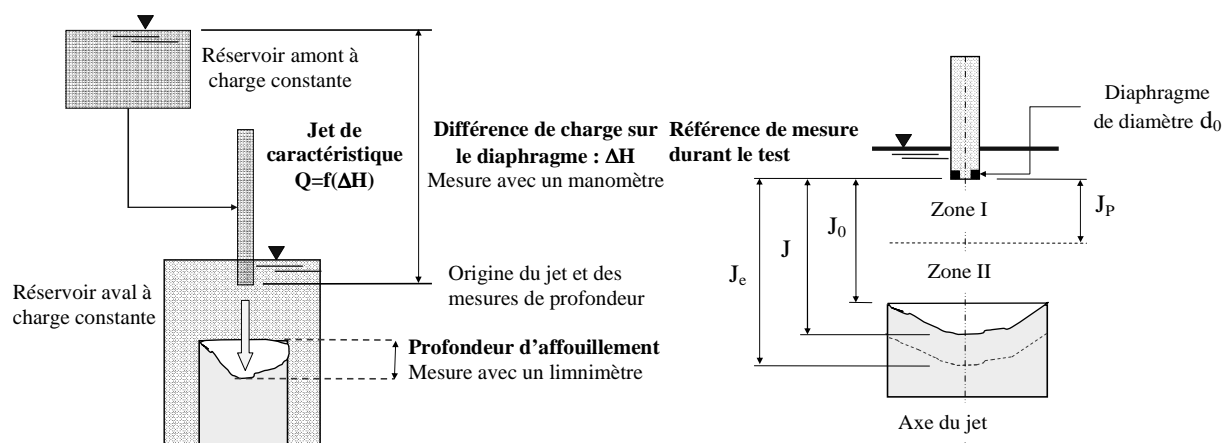


Figure III-7 : Schéma de principe du jet et paramètres du jet.

A différents temps t , le jet est arrêté et la profondeur J de l'interface est mesurée par un système de pied à coulisse. A un temps infini, le système est supposé atteindre une profondeur d'équilibre J_E .

L'interprétation des valeurs mesurées pourra s'exprimer par une relation entre la profondeur de l'interface, l'hydraulique du jet et le temps. Par rapport à l'essai du Hole Erosion Test, l'érosion est directement évaluée sur l'axe d'impact du jet à différents temps. Par contre, l'information hydraulique apparaît moins riche vi-à-vis de l'érosion que celle acquise lors d'un essai HET. De ce fait, la rétro-analyse va comporter une hypothèse complémentaire sur celle-ci pour quantifier le débit.

Précautions particulières pour les essais JET

La cuve est remplie et la charge initiale prééglée autour de 0,80 - 1 m. Suivant la vitesse d'érosion observée sur un premier essai, celle-ci sera ajustée de façon à avoir une cinétique du phénomène mesurable sur des durées d'essai de l'ordre de l'heure.

L'échantillon est immergé, face inférieure durant le compactage au-dessus. Les mesures de distances initiales sont effectuées en protégeant l'échantillon avec une plaque située à 5 cm de la sortie du jet. Le fait de descendre le pied à coulisse coupe le jet.

Lorsque l'écoulement est stabilisé, la plaque est retirée. L'écoulement est laissé une période de temps déterminé entre 10 s et 30 min dépendante de la vitesse d'érosion. Après cette période, la profondeur d'affouillement est mesurée.

On réitère les étapes précédentes jusqu'à que l'échantillon soit totalement érodé, ou jusqu'à atteindre 15 points de mesure. Aucune durée maximale pour l'essai n'est définie dans notre cas du fait de l'utilisation des équations de Blaisdell et al. (1981) pour la contrainte

critique, il paraissait judicieux d'obtenir le maximum de points, et donc de ne pas limiter dans le temps l'érosion. Hanson et Cook (2004) préconisent une durée maximale de 120 min.

Les valeurs mesurées lors de cet essai sont : la perte de charge appliquée sur l'orifice (vitesse de sortie du jet), ainsi que des couples temps, profondeur d'affouillement. A la fin de l'essai, la masse restante dans le moule est mesurée. Ces jeux de données seront interprétés par le modèle de Hanson et Cook (2004).

Rétro-analyse du JET

Nous allons essayer de relier notre profondeur au temps t avec nos conditions hydrauliques. Pour cela on intègre notre loi d'érosion en fonction du temps. Cette approche nécessite différentes hypothèses :

- les efforts hydrauliques sur la zone d'impact sont supposées identiques à ceux d'un jet axisymétrique impactant une plaque plane. Les équations et coefficients utilisés sont basés sur les travaux expérimentaux de Beltaos et Rajaratnam (1974).
- le cisaillement générant l'érosion est supposé être le cisaillement maximal développé à l'interface sous l'impact du jet.

L'écoulement du jet libre peut être détaillé en 2 zones en suivant l'axe :

- une zone (I) où la vitesse sur l'axe est constante, et le jet n'est pas encore établi,
- une zone (II) où la vitesse sur l'axe décroît par diffusion de quantité de mouvement, et dans laquelle le jet est établi. Dans cette zone, l'origine du jet est considérée comme ponctuel.

Pour un impact, on ajoute encore deux zones :

- la zone d'impact où l'écoulement axial est dévié (elle commence aux environs de 86% de J) et où l'écoulement n'obéit plus à des lois de jet libre (distance verticale),
- la zone d'écoulement en couche mince (horizontale), où les vitesses sont essentiellement tangentes au plan d'impact.

Beltaos et Rajaratnam (1974) relie la vitesse mesurée en sortie de jet avec des grandeurs mécaniques de ces différentes zones. A partir de fonctions ajustées sur l'expérience, les profils des contraintes normales et tangentielles à l'interface fluide-plan rigide peuvent être évalués (Figure III-8 a) et b)) avec comme variable la distance à l'axe du jet. On observe que le cisaillement hydraulique est maximal pour une distance par rapport à l'axe du jet de l'ordre

de 0,13-0,14 J (Figure III-8 a)). La Figure III-8 b) représente le profil de pression. On observe un rapport de l'ordre de 150 entre le cisaillement maximal et la pression maximale sur l'interface.

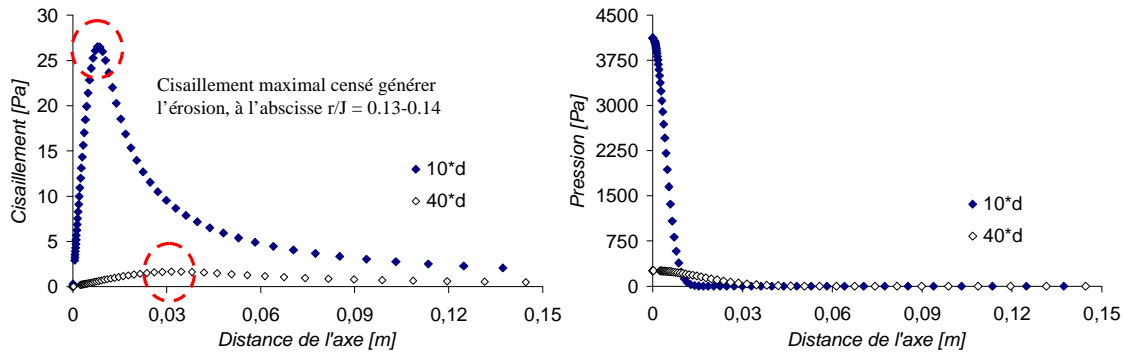


Figure III-8: a) Profil prédit des contraintes tangentielles b) Profil prédit des contraintes normales, suivant la distance à l'axe et à l'interface fluide-plan rigide pour deux distances origine jet – interface (d'après Beltaos et Rajaratnam, 1974).

La valeur maximale de cette contrainte de cisaillement τ est dépendante de la vitesse sur l'axe. Celle-ci est évaluée en utilisant la vitesse de sortie du jet U_0 par l'équation (III-15).

$$\tau = 0,16 \frac{\rho_w U_0^2}{\left(\frac{J}{d_0} \right)^2} \quad (III-13)$$

Hanson et al. (1990) proposent un autre ajustement pour la contrainte maximale de type puissance qui semble plus appropriée à leurs mesures expérimentales mais qu'ils n'utilisent pas dans le cadre du JET.

$$\tau = 0,56 \left(\frac{\rho_w U_0^2}{\left(\frac{J}{d_0} \right)^2} \right)^{0.74} \quad (III-14)$$

La vitesse U_0 est calculée par la relation développée par Bernoulli sur un orifice.

$$U_0 = C \sqrt{2g\Delta H} \quad (III-15)$$

C : coefficient de l'orifice, dans notre cas sa valeur est proche de 1, et elle devrait être déduite d'un étalonnage.

Dans la méthode retenue par Hanson et al. (2002), la vitesse sur l'axe au niveau de l'interface (U) est d'abord calculée en utilisant les relations de jet libre pour une interface hors de la zone potentielle de jet. C'est-à-dire hors de la zone où la vitesse du jet sur l'axe est

constante et égale à U_0 . La vitesse est inversement proportionnelle à la distance d'origine du jet, résultat de la mécanique des jets (Padet, 1991).

$$U = \frac{J_P}{J} U_0 \quad (III-16)$$

J_P : distance qui définit le noyau potentiel du jet.

Pour la valeur de J_P , Beltaos et Rajaratnam (1974) exprime J_P en fonction du diamètre d_0 du diaphragme et un coefficient C_d qui a une valeur comprise entre 5,8 et 7,4 (bibliographie antérieure à 1974), avec une valeur communément admise de 6,3. Sur cette base, Hanson et al. (2002) admettent une valeur de 6,2.

$$J_P = C_d d_0 \quad (III-17)$$

L'hypothèse que le cisaillement maximal s'exprime comme une fonction linéaire de la vitesse quadratique à l'interface permet l'écriture de l'équation (III-18). La comparaison de cette expression, combinée aux expressions de U (équation (III-16)) et de J_P (équation (III-17)), avec l'équation (III-13) permet d'évaluer une valeur du coefficient de frottement C_f fonction du C_d . Pour une valeur de C_d de 6,2, le coefficient de frottement C_f vaut 0,00416.

$$\tau = C_f \rho_w U^2 \quad (III-18)$$

Si l'on réintègre, l'expression du cisaillement dans la loi d'érosion, on obtient une équation différentielle (III-19) du premier ordre en profondeur J et en temps t .

$$\frac{dJ}{dt} = k_d \left(C_f \rho_w \left(\frac{J_P}{J} U_0 \right)^2 - \tau_c \right) \quad (III-19)$$

Si l'on choisit des « jauges » pour les longueurs (J_R), les contraintes (τ_R), avec une vitesse de référence (U_R), il est possible d'adimensionner le système. Soit J^* la grandeur adimensionnée de longueur ; U^* la grandeur adimensionnée de vitesse, et τ^* la contrainte de cisaillement adimensionnée, le système devient intégrable en adimensionnant. Un temps de référence (T_R) peut être construit par liaison de ces différentes variables. Ce temps peut être vu comme un temps d'interaction entre le fluide et le sol.

$$\frac{dJ^*}{dt^*} \frac{J_R}{T_R} = k_d \tau_R (\tau^* - \tau_c^*) \quad (III-20)$$

Hanson et Cook (2004) utilise les grandeurs de références correspondant aux valeurs des variables pour la profondeur d'équilibre (variation d'approfondissement du trou nul une fois l'interface à cette cote). La longueur de référence va correspondre à la profondeur

d'équilibre J_e , c'est-à-dire lorsque le trou ne s'approfondit plus et l'interface est fixe. La vitesse de référence va donc être la vitesse sur l'axe au niveau de l'interface (en jet libre). Le fait d'être à la profondeur d'équilibre implique que $\tau = \tau_c$.

$$\frac{dJ^*}{dt^*} = \frac{T_R k_d \tau_c}{J_E} (J^{*2} - 1) \quad (III-21)$$

En ré-exprimant les contraintes avec les vitesse, l'équation (III-21) est alors simplifiée. Les jauges peuvent être choisies différemment. Mais, quelques soient les jauges, une expression du temps caractéristique est défini par l'équation (III-22). Ce dernier est fonction des jauges.

$$T_R = \frac{J_R}{k_d \tau_R}, \text{ dans notre cas : } T_R = \frac{J_E}{k_d \tau_c} \quad (III-22)$$

Il est possible d'intégrer l'équation (III-21) en séparant les variables et on obtient l'équation suivante fonction de J^* et t^* pour les référence prises par Hanson et Cook (2004).

$$t = T_R \left(-J^* \Big|_{J_i^*}^{J^*} + \frac{1}{2} \text{Log} \left(\frac{1+J^*}{1-J^*} \right) \Big|_{J_i^*}^{J^*} \right) \quad (III-23)$$

Ainsi, les données expérimentales seront ajustées sur cette courbe maîtresse. Parfois, il subsiste des problèmes pour trouver la valeur des deux paramètres en une seule étape.

La stratégie adoptée par Hanson et Cook (2004) est d'utiliser le travail de Blaisdell et al. (1981) sur les sols peu cohésifs pour déterminer une profondeur d'équilibre. Les équations utilisées sont les suivantes :

$$\left(\log \left(\frac{J}{d_0} \right) - \log \left(\frac{U_0 t}{d_0} \right) - B \right)^2 - \left(\log \left(\frac{U_0 t}{d_0} \right) \right)^2 = A^2 \quad (III-24)$$

$$\left(\log \left(\frac{J}{d_0} \right) - B \right) \left(\log \left(\frac{J}{d_0} \right) - B - 2 \log \left(\frac{U_0 t}{d_0} \right) \right) - A^2 \xrightarrow{t \rightarrow \infty} 0 \quad (III-25)$$

$$\left(\log \left(\frac{J}{d_0} \right) - B \right) \left(\frac{\log \left(\frac{J}{d_0} \right) - B}{\log \left(\frac{U_0 t}{d_0} \right)} - 2 \right) - \frac{A^2}{\log \left(\frac{U_0 t}{d_0} \right)} \xrightarrow{t \rightarrow \infty} 0 \quad (III-26)$$

A et B sont deux constantes.

$$J \text{ tend vers une valeur finie } J_e - 2 \log \left(\frac{U_0 t}{d_0} \right) \xrightarrow{t \rightarrow \infty} -\infty, \text{ on déduit que}$$

$$-2 \left(\log \left(\frac{J}{d_0} \right) - B \right) \xrightarrow{t \rightarrow \infty} 0.$$

Ainsi, par ajustement sur l'ensemble des points, il est possible de déduire une valeur de B et donc une profondeur d'équilibre. Dans ce développement asymptotique, une loi d'érosion est déjà intégrée sur le temps.

Cette profondeur d'équilibre (J_e) permet de calculer la contrainte seuil τ_c qui est réintégrée dans l'équation (III-23). Un ajustement sur le temps expérimental est calculé. Cette façon de procéder conduit à suggérer deux lois d'érosion : une pour calculer le coefficient d'érosion, une seconde qui est intégrée dans l'approche de Blaisdell et al. (1981). Il peut être plus efficace de procéder en une seule étape par ajustement simultané des deux grandeurs k_d et τ_c .

Suivant cet objectif d'optimiser la détermination des paramètres k_d et τ_c , Bonelli (communications personnelles) a proposé l'utilisation de jauges différentes et définit deux variables adimensionnelles.

Il convient toutefois d'indiquer que dans le cadre de ce travail, une analyse inverse a été développée avec les variables adimensionnelles afin de déterminer simultanément k_d et τ_c . Les résultats seront vus aux paragraphes suivants.

Dans cette partie, les résultats obtenus avec les appareils HET et JET vont être confrontés. Suivant une première approche, la comparaison est menée à l'aide des valeurs du coefficient d'érosion et de la contrainte critique de cisaillement.

4 Confrontation HET-JET avec les coefficients d'érosion et la contrainte critique

Pour le HET, ces valeurs seront estimées avec la méthode de Bonelli et Brivois (2008) qui suppose un coefficient de frottement constant sur la durée de l'essai, et un diamètre initial de 6,4 mm.

Les essais de jet ont d'abord été dépouillés avec la méthode de Hanson et Cook (2004). Rappelons que l'ensemble des essais du jet a fait également l'objet d'une interprétation par analyse inverse avec les variables adimensionnelles proposées par Bonelli (communications personnelles). La Figure III-9 présente les valeurs de k_d obtenues avec la méthode inverse en

fonction des valeurs obtenues suivant la méthode de Hanson et Cook (2004). D'une manière générale, nous constatons que les valeurs de k_d obtenues suivant les deux méthodes diffèrent peu.

Des écarts importants apparaissent pour les valeurs de la contrainte critique (facteur 100 (cf. Figure III-10) qui provient très probablement de l'hypothèse de Blaisdell et al. (1981) sur l'évolution de la profondeur d'affouillement. En effet, par la méthode proposée par Bonelli, on ne distingue plus deux familles de contraintes critiques (cf. Figure III-10).

La méthode inverse permet de s'affranchir de l'hypothèse de Blaisdell et al. (1981), mais à priori, elle ne permet pas une amélioration dans la détermination des coefficients d'érosion.

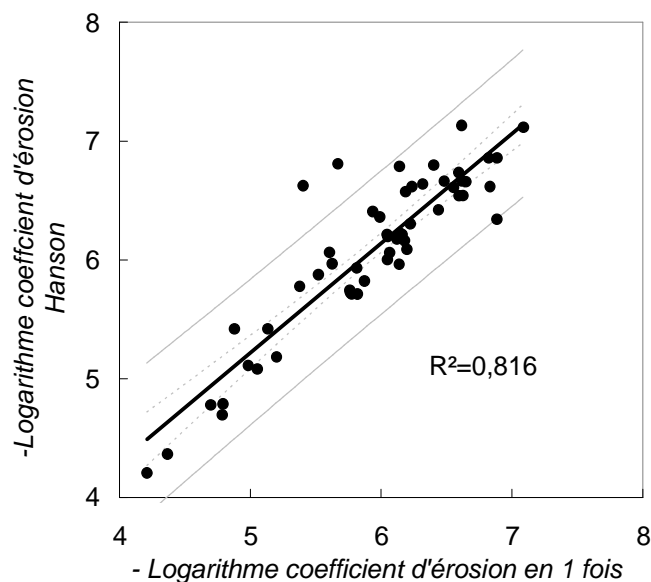


Figure III-9 : Confrontation des valeurs de k_d obtenues par analyse inverse et par la méthode de Hanson et Cook (2004).

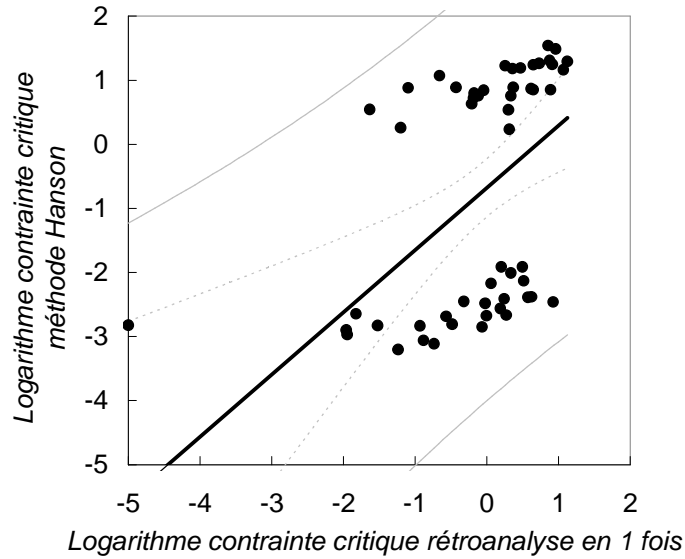


Figure III-10 : Confrontation des valeurs de τ_c obtenues par analyse inverse et par la méthode de Hanson et Cook 2004).

Pour la suite de nos travaux, nous choisissons donc d'utiliser la méthode de Hanson et Cook (2004) comme méthode d'interprétation issue de la littérature.

Un coefficient de diffusion (C_d) de 6,2 et un coefficient de frottement de 0,00416 d'après la définition de contrainte de Hanson et al. (2002) est choisi dans l'équation (III-18). Cette valeur du coefficient de frottement est équivalente à un coefficient de Chezy de 0,03328.

La Figure III-11 présente les valeurs de l'indice d'érosion ($I = -\log(k_{d,m})$) obtenues avec le HET en fonction des valeurs de ce même indice obtenues avec le JET. Cette confrontation conduit à la corrélation linéaire :

$$I_{\text{HET}} = 1,0359 I_{\text{JET}} + 1,3242 \quad (III-27)$$

$$(R^2 = 0,6481 ; \text{effectif} = 34)$$

$$k_{d \text{ HET}} = 0,0455 k_{d \text{ JET}} + 3 \cdot 10^{-7} \quad (III-28)$$

$$(R^2 = 0,3316 ; \text{effectif} = 34)$$

On constate que les appareils permettent d'accéder à la cinétique k_d en terme de logarithme.

Quatorze points complémentaires ont été ajoutés sur la Figure III-11 afin de comparer leurs valeurs à la corrélation (III-27). Nous n'avons pas intégré ces points à notre recherche

de corrélation car les opérateurs pour les essais HET n'ont pas été les mêmes. Ils concernent les sols P2, P3 et les sols des digues de Arles.

L'indice du HET apparaît vingt fois supérieur par rapport à l'indice du JET (Figure III-11). Les barres d'erreur sont évaluées en considérant les essais présentant le plus d'irrégularités. Ces essais vont permettre d'évaluer une erreur relative maximale sur le coefficient d'érosion et la contrainte critique.

La construction des barres d'erreur consiste à rechercher trois jeux de paramètres. Le premier jeu recherché optimise l'erreur expérience-mesure sur l'ensemble des points. On recherche ensuite les jeux de paramètres définissant la courbe enveloppe au-dessus et au-dessous de l'ensemble des points expérimentaux. Une erreur relative est construite en considérant la différence entre les paramètres de courbe enveloppe et ceux optimisant l'erreur globale, rapportée aux paramètres optimisant l'erreur globale. L'ensemble des points est considéré pour le calcul de l'erreur globale. L'incertitude de mesure sur les charges hydrauliques, ou débit n'intervient pas directement dans l'erreur obtenue.

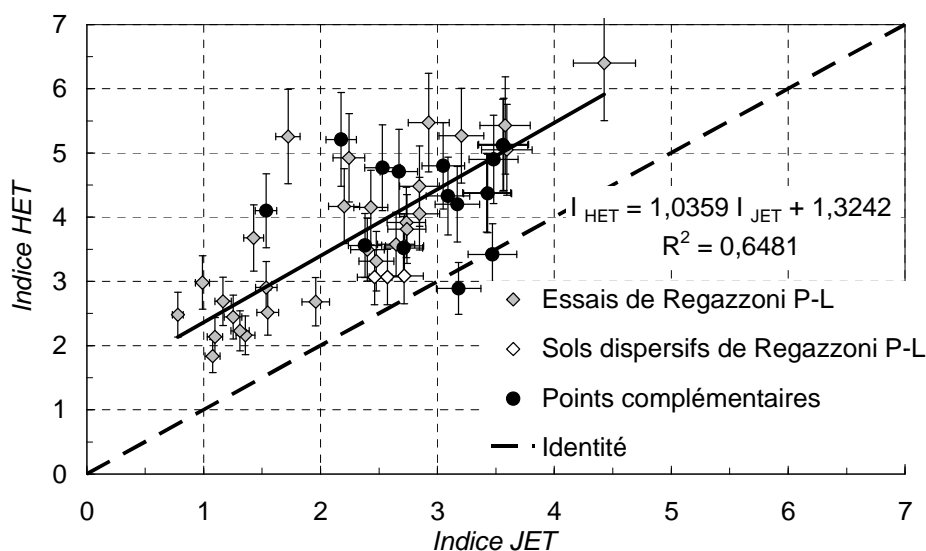


Figure III-11 : Diagramme comparant les indices du Hole Erosion Test et Jet Erosion Test.

Pour une contrainte de cisaillement hydraulique donnée, les sols sembleraient moins résistants à un effort généré par un jet qu'à un effort généré par un écoulement tangentiel du HET. Le sol dispersif représenté est MF. Le sol TF présentant de résultats contradictoire entre le « crumb-test » et le « pin-hole test » n'est pas considéré comme dispersif à proprement parler.

Le même type de biais est observé par Lim (2006). Le sol apparaît plus résistant d'une demi décade sur l'indice du HET par rapport au RCT. Dans le but d'améliorer la corrélation, Lim (2008) distingue les sols dispersifs et non dispersifs, le coefficient de corrélation ainsi

obtenu étant plus grand dans le cas des sols dispersifs. L'analyse plus fine des écarts nous conduit à dresser le Tableau III-4. Il apparaît que cet écart est maximal pour les sols dispersifs (MF) ou à fort indice de plasticité (BC et TF).

Sols	Moyenne de l'écart observé avec la corrélation	IP
L	0,40	NP
TE	0,44	4
MF	0,95	34
Mix 1	0,44	11
Mix 0	0,66	23
MP	0,06	31
TF	0,65	40
BC	1,37	44
Moyenne sur l'ensemble	0,55	

Tableau III-4 : Tableau des écarts entre la prévision à partir de l'indice JET et les valeurs réelles de l'indice HET.

Pour nos mesures, cette distinction ne semble pas permettre de proposer deux corrélations distinctes. Peut-être faut-il pondérer la dispersivité en fonction de l'indice de plasticité. Les valeurs qui s'éloignent le plus de la corrélation correspondent à certains points complémentaires, provenant des essais réalisés sur les sols des digues de Arles (S.Y.M.A.D.R.E.M.) et ceux effectués au Bureau of Reclamation.

Dans le cas des sols à fort indice de plasticité les écarts observés pourraient provenir de la difficulté de mise en œuvre rencontrée lors du compactage, ce qui génère une anisotropie plus marquée de la structure, présence de couche. Pour les sols dispersifs, nous pouvons supposer que les deux types d'essais pourraient être nettement influencés par la déstructuration du matériau non pas d'origine mécanique, mais d'origine chimique (réaction avec l'eau), induite par la percolation de l'eau. La cinétique de développement de l'érosion pourrait alors être fixée par cette réaction. Cette remarque contribue à expliquer l'amélioration de la corrélation HET-RCT obtenue dans le cas des sols dispersifs. Le même type de confrontation est mené pour les valeurs de la contrainte critique.

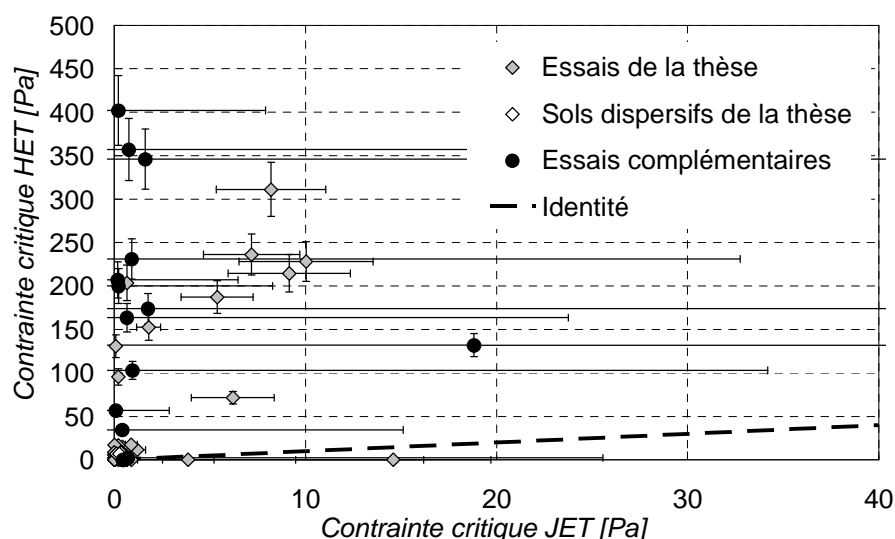


Figure III-12 : Diagramme présentant la comparaison des contraintes critiques.

Sur la Figure III-12, nous pouvons observer que les valeurs de contrainte critique mesurées à l'aide du HET sont bien plus grandes que celles mesurées avec le JET et aucune corrélation n'apparaît clairement. L'erreur sur la contrainte du JET est importante mais n'explique pas le biais entre les deux échelles de contraintes. Il semble exister un lien entre les érodibilités données par les deux appareils. Toutefois il existe un facteur 20 entre les coefficients d'érosion obtenus avec les deux appareils et il paraît surprenant qu'un sol réagisse 20 fois plus sous l'impact d'un jet avec une contrainte de cisaillement plus faible. Le biais opposé existe pour la contrainte critique, c'est-à-dire qu'en moyenne la contrainte seuil mesurée avec le JET est 10 à 100 fois moins élevée que celle déterminée avec le HET. L'échelle des contraintes HET et JET sont différentes. En annexe I, les courbes obtenues avec la méthode de Bonelli pour le JET comparées à celle du HET sont présentées. La méthode ne semble pas améliorer l'écart d'ordre de grandeur sur les contraintes entre le HET et le JET. Un écart est toujours constaté..

Trois raisons possibles peuvent expliquer ces écarts. La première est d'ordre méthodologique avec l'utilisation d'un modèle d'interprétation inadapté pour le HET, le JET ou les deux appareils. Des simulations numériques de l'écoulement permettraient probablement d'affiner la compréhension de l'hydraulique au sein de ces appareils et de fournir des informations utiles à l'identification des grandeurs pertinentes pour l'érosion.

La deuxième raison est d'ordre métrologique car l'érosion n'est pas caractérisée expérimentalement de manière précise. Dans le cas du HET, l'érosion est calculée à partir de la variation de débit, la caractérisation expérimentale est donc uniquement hydraulique. Pour confronter les résultats du JET avec ceux du HET, nous avons dû faire l'hypothèse d'une

érosion isotrope et calculer la masse érodée à partir de la profondeur d'affouillement. Par ailleurs cette procédure de mesure de l'affouillement suppose que tous les matériaux érodés sont entraînés par l'écoulement et qu'ils ne perturbent pas la mesure de la profondeur. Pour les deux appareils, les mesures effectuées ne permettent pas de détecter le seuil de détachement des particules, la perte de charge est augmentée par palier chaque quart d'heure (HET) si aucune érosion n'est observée, ou alors il est déduit d'une loi de comportement asymptotique (JET). Il serait plus judicieux de choisir une vitesse d'augmentation de débit, et une autre possibilité pour le HET serait d'effectuer des essais à débit constant pilotant ainsi la grandeur qui paraît la plus appropriée pour l'érosion : la vitesse du fluide, et de laisser relaxer le système. Pour le JET, il serait possible d'effectuer 5 paliers de charge différents et de représenter les érosions mesurées en fonction de la contrainte moyenne.

La troisième raison est d'ordre constitutif, et relève de la pertinence de la loi d'érosion. Sur la plage de contraintes testées, il est possible d'approximer celle-ci par une droite. Mais, il subsiste une question quant à l'extrapolation de cette droite dans d'autres conditions (cas du JET) ou sur une autre plage de contraintes. Cette loi d'érosion considère que le fluide fournit l'énergie nécessaire à l'érosion par cisaillement. Ainsi, une forme privilégiée d'échange est supposée dans l'approche, ce qui pourrait induire un biais dans l'analyse. De plus, cette loi est appliquée sur des échantillons qui parfois présentent des discontinuités d'où une grande imprécision. Un tracé dans le plan vitesse de la masse érodée en fonction de la contrainte semble plus approprié.

Face à cette interrogation sur la pertinence de la loi d'érosion et la mesure effectuée, et les remarques concernant les méthodes d'interprétation des essais HET et JET, il semble intéressant de mener une étude complémentaire afin de rechercher une approche susceptible d'améliorer la confrontation des deux appareils et de définir une érodibilité.

5 Proposition d'une approche énergétique

Lors de la réalisation des campagnes d'essais HET et JET présentes dans la littérature ainsi que lors de nos essais, les mesures sont effectuées à l'échelle de l'ensemble de l'échantillon testé. Elles sont intégratives et ne sont pas menées à l'échelle de l'interface, ou a fortiori à l'échelle des grains. Aussi pour limiter l'utilisation d'hypothèses difficilement vérifiables, il nous paraît important de réaliser le développement de notre méthode d'interprétation à cette même échelle de l'échantillon. Par ailleurs l'érosion étant, par nature, un phénomène d'interaction eau-sol, il nous paraît nécessaire de caractériser de manière indépendante ces deux éléments. Plus précisément, il convient de caractériser la sollicitation

hydraulique et de quantifier la réponse correspondante du sol. Enfin l'objectif de cette partie étant la confrontation des appareils HET et JET, la méthode d'interprétation développée doit bien sûr être valide pour les deux dispositifs.

Nous proposons de caractériser la sollicitation hydraulique par le calcul de l'énergie dissipée par le fluide et l'érosion par la perte de masse de l'échantillon. L'approche est menée pour le HET et le JET et les résultats obtenus sont confrontés.

La notion d'énergie totale E est utilisée pour le fluide. Le concept de contrainte constitue le passage à la limite de la dissipation d'énergie mécanique par unité de volume tendant vers 0 suivant une orientation de surface donnée. Ainsi, avec cette approche, la surface de dissipation est supprimée au profit du volume de fluide concerné.

Sur un volume matériel de fluide considéré, la conservation de l'énergie est écrite. L'énergie est stockée dans le volume sous deux formes :

- thermodynamique et chimique (enthalpie), e_{int} .
- mécanique : énergie potentielle, ici gravitaire ; énergie cinétique.

La variation temporelle de cette énergie totale est exprimée par l'équation (III-29). Par ailleurs cette variation d'énergie totale est égale à la variation du travail des forces extérieures au volume et à la variation de l'énergie thermique (équation (III-30)).

$$\frac{dE}{dt} = \frac{d}{dt} \iiint_{\text{Mass}} \left(e_{int} + \frac{u^2}{2} + \vec{g} \cdot \vec{x} \right) dM = \frac{\partial}{\partial t} \iiint_{\text{Volume}} \left(e_{int} + \frac{u^2}{2} + \vec{g} \cdot \vec{x} \right) \rho dV + \iint_S \left(e_{int} + \frac{u^2}{2} + \vec{g} \cdot \vec{x} \right) \rho_w (\vec{u} \cdot \vec{n}) dS \quad (III-29)$$

$$\frac{dE}{dt} = \frac{dE_{Ther}}{dt} + \frac{dW}{dt} \quad (III-30)$$

A l'échelle de temps d'un essai JET ou HET, nous pouvons faire trois hypothèses :

- le système est supposé adiabatique, les variations d'énergie thermique sont par conséquent négligées.
- les variations de température étant très faibles nous supposons négligeable la variation d'énergie interne.
- l'écoulement est supposé permanent, la variation temporelle d'énergie cinétique est donc négligée.

Grâce à ces hypothèses et par combinaison des deux équations précédentes, la variation du travail des forces extérieures est exprimée sous la forme.

$$\frac{dW}{dt} = \frac{\partial}{\partial t} \iiint_{\text{Volume}} (\vec{g} \cdot \vec{x}) \rho_w dV + \iint_S \left(\frac{u^2}{2} + \vec{g} \cdot \vec{x} \right) \rho_w (\vec{u} \cdot \vec{n}) dS \quad (III-31)$$

V : volume matériel de fluide considéré.

S : surface de contact avec l'environnement du volume de fluide V.

Les travaux des forces extérieures sont de différentes natures :

- le travail des forces de pression $-P \cdot \vec{u}$, sur la surface extérieure du volume (W_{pression}).
- le travail dissipée par viscosité et turbulence au sein du fluide ($W_{\text{intra fluide}}$).
- le travail de détachement des particules solides et de transport ($W_{\text{érosion}}$), et dissipée en paroi.

D'où l'équation suivante :

$$\frac{dW}{dt} = \frac{dW_{\text{pression}}}{dt} + \frac{dW_{\text{int rafluide}}}{dt} + \frac{dW_{\text{érosion}}}{dt} \quad (III-32)$$

La poursuite du développement va être menée de manière distincte pour les deux appareils utilisés afin de tenir compte de leurs spécificités.

a) Hole Erosion Test

Dans le cas du HET, l'écoulement étant horizontal, le produit scalaire $\vec{g} \cdot \vec{x}$ s'annule et l'équation (III-31) peut donc être simplifiée sous la forme :

$$\frac{dW}{dt} = \iint_S \left(\frac{u^2}{2} \right) \rho_w (\vec{u} \cdot \vec{n}) dS \quad (III-33)$$

Pour la description des pertes d'énergies, nous pouvons décomposer le Hole Erosion Test en 3 zones distinctes. La zone I représente la contraction à l'amont de l'échantillon (cf. Figure III-13), la zone II correspond à la conduite au sein de l'échantillon et la zone III représente l'expansion à l'aval de l'échantillon. Dans la zone I et la zone III l'écoulement se modifie par contraction ou expansion des lignes de courant. La perte d'énergie dans ces zones est une perte par cisaillement aux parois et une perte par turbulence et contraction des lignes d'écoulement. En effet, des zones de recirculation alimentée absorbent une partie de l'énergie de l'écoulement.

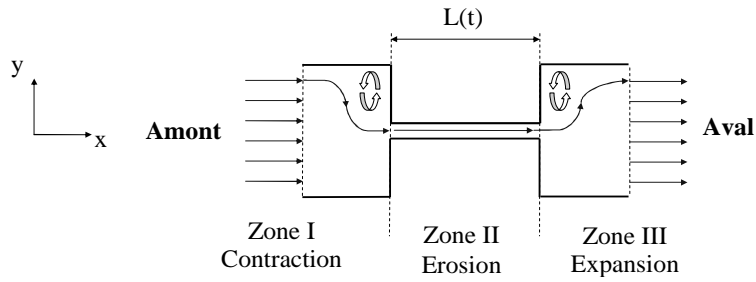


Figure III-13 : Mécanismes des pertes énergétiques du HET.

La zone II définit la zone où le fluide est en écoulement supposée en conduite. Sur cette zone, l'énergie est absorbée par homogénéisation des vitesses au sein du fluide et par échanges avec le sol qui engendrent l'érosion. Pour identifier la part de l'énergie absorbée par échanges avec le sol il convient de prendre en compte la longueur nécessaire pour stabiliser l'écoulement et développer totalement les couches limites. White, 1999 propose de définir une longueur de stabilisation L_e basée sur le nombre de Reynolds au sein de la conduite en régime turbulent (équation (III-34)). Pour un nombre de Reynolds de 5000, la longueur calculée correspond à 18 fois le diamètre, c'est à dire pour un diamètre de 6,4 mm, L_e est de l'ordre de 10 cm. Ce qui est équivalent à la longueur de notre échantillon.

$$\frac{L_e}{\phi} \approx 4,4 \text{Re}_{\text{Conduite}}^{1/6} \quad (\text{III-34})$$

Il se trouve que dans le cas du HET, le régime turbulent n'est pas clairement établi. Face à la faible longueur de la conduite dans un essai HET, il apparaît difficile de définir la part entre l'énergie absorbée pour l'homogénéisation des vitesses au sein de la conduite et l'énergie dissipée aux parois. Il est donc supposé que toute l'énergie du fluide absorbée dans cette portion génère l'érosion.

Grâce de cette décomposition de la dissipation d'énergie au sein du HET, nous pouvons réécrire l'équation (II-34) sous la forme :

$$\frac{dW}{dt} = \frac{dW_{\text{Zone I}}}{dt} + \frac{dW_{\text{Zone II}}}{dt} + \frac{dW_{\text{Zone III}}}{dt} + \frac{dW_{\text{pression}}}{dt} = \iint_S \left(\frac{u^2}{2} \right) \rho_w (\vec{u} \cdot \vec{n}) . dS \quad (\text{III-35})$$

Le travail de pression peut s'exprimer par :

$$\frac{dW_{\text{pression}}}{dt} = - \iint_S P (\vec{u} \cdot \vec{n}) . dS \quad (\text{III-36})$$

Par combinaison des équations (III-34) et (III-35) nous obtenons:

$$\frac{dW_{\text{Zone I}}}{dt} + \frac{dW_{\text{Zone II}}}{dt} + \frac{dW_{\text{Zone III}}}{dt} = \iiint_S \left(\frac{u^2}{2} + \frac{P}{\rho_w} \right) \rho_w (\vec{u} \cdot \vec{n}) dS \quad (III-37)$$

La conservation du débit entre l'amont et l'aval nous permet de simplifier l'équation précédente :

$$\frac{dW_{\text{Zone I}}}{dt} + \frac{dW_{\text{Zone II}}}{dt} + \frac{dW_{\text{Zone III}}}{dt} = \iiint_S \left(\frac{P}{\rho_w} \right) \rho_w (\vec{u} \cdot \vec{n}) dS = \rho_w g Q \Delta H_{\text{Mesuré}} \quad (III-38)$$

A présent, recherchons la dissipation d'énergie associée à ces 3 zones.

Pertes d'énergie zone I, zone II, zone III

Pour évaluer la dissipation d'énergie dans les zones I et III, un essai d'écoulement est effectué au travers d'un échantillon en plastique non érodable. Le diamètre du conduit est de 6,4 mm.

La Figure III-14 représente les valeurs de perte de charge totale en fonction du débit. Un ajustement quadratique est fait sur l'étendue de notre plage de mesure qui s'étend de 200 mm à 1300 mm de pertes de charge et permet d'exprimer les pertes de charges sous la forme suivante :

$$\Delta H_{\text{Mesuré}} = 9685,5 Q^2 + 32,767 Q \quad (III-39)$$

$R^2 = 0,9965$; effectif = 15

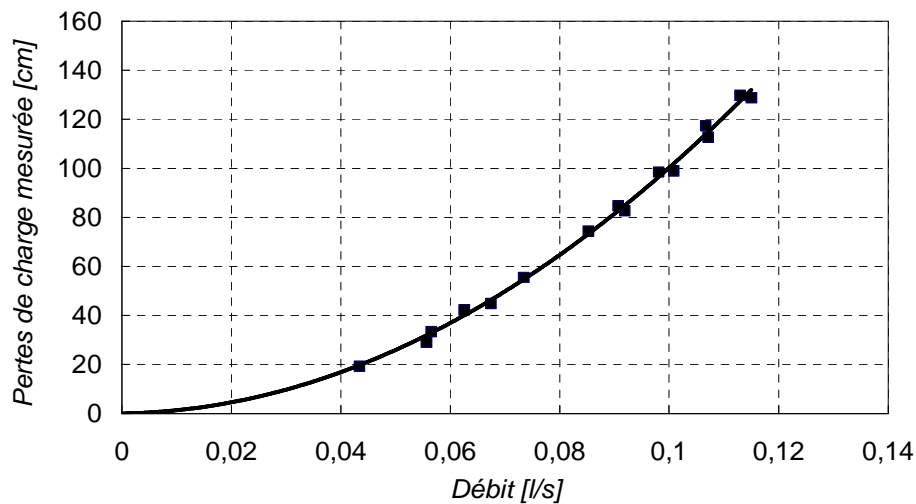


Figure III-14 : Courbe expérimentale de pertes de charge totale sur le système et la courbe d'ajustement quadratique.

Les valeurs déterminées par l'ajustement quadratique vont être comparées aux valeurs calculées en considérant des formules théoriques.

Les formules dites à la Borda (Idel'Cik, 1986) expriment les pertes de charges, générées par la modification du diamètre de la conduite : le diamètre D de la veine principale et le diamètre ϕ d'une conduite plus petite. Deux équations sont élaborées afin de tenir compte du sens de l'écoulement par rapport à ce changement diamètre (équations (III-40) et (III-41)). Nous utilisons donc ces formules écrites dans le cas d'un système turbulent pour déterminer les pertes de charge dans les zones I et III avec $\phi = 6,4$ mm et D = 86 mm et le débit Q transitant dans le système.

$$\text{Zone I, contraction:} \quad \Delta H_{\text{Cont}} = \frac{0,5}{2g} \left(1 - \left(\frac{\phi}{D} \right)^2 \right) \left(\frac{4Q}{\pi \phi^2} \right)^2 \quad (\text{III-40})$$

$$\text{Zone III, expansion:} \quad \Delta H_{\text{Exp}} = \frac{1}{2g} \left(1 - \left(\frac{\phi}{D} \right)^2 \right)^2 \left(\frac{4Q}{\pi \phi^2} \right)^2 (+/- 15\%) \quad (\text{III-41})$$

On constate tout d'abord que pour un débit et un rapport de changement de diamètres (ϕ/D) donnés, la perte de charge est 2 fois plus importante pour l'expansion de l'écoulement (Zone III).

Pour la zone II, les pertes de charges sont calculées à l'aide de l'équation (III-42). Le coefficient de frottement λ est déterminé par la formule proposée par Colebrook-White (III-43) considérant la rugosité ε de la conduite, sa longueur L et le nombre de Reynolds au sein de la conduite. Nous effectuons les calculs dans le cas d'un nombre de Reynolds supérieur à 2000.

$$\Delta H_{\text{Zone II}} = 16 f \frac{L}{\phi^5} \frac{Q^2}{\pi^2 2 g} \quad (\text{III-42})$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon/\phi}{3,7} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{f}} \right) \quad (\text{III-43})$$

L'équation (III-43) définit un système implicite qui permet d'évaluer une valeur du coefficient de frottement. Cette valeur du coefficient de frottement est définie à +/- 15%. La valeur de rugosité utilisée pour notre calcul est celle du plastique : + / - 0,0015 mm à 60 % près.

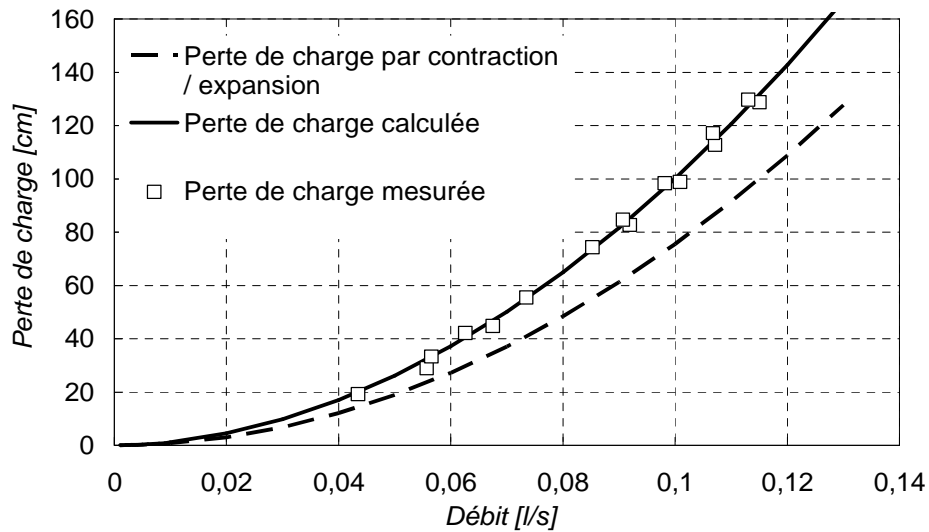


Figure III-15 : Représentation des valeurs calculées et des mesures de perte de charge totale ainsi que les valeurs calculées de pertes générées par contraction / expansion.

Le calcul de la perte de charge totale est effectué par sommation des pertes des trois zones. Les valeurs ainsi obtenues sont comparées aux valeurs mesurées pour un débit inférieur à 0,13 l/s (Figure III-15).

La confrontation des valeurs calculées de perte de charge totale avec l'ajustement réalisé sur les mesures (équation (III-39)) met tout d'abord en évidence la modélisation satisfaisante de la perte de charge totale. Plus précisément nous observons que le calcul conduit à sous évaluer en moyenne de 4 % la perte de charge totale.

La Figure III-16 représente les valeurs de l'erreur commise entre l'estimation et les mesures en fonction du débit.

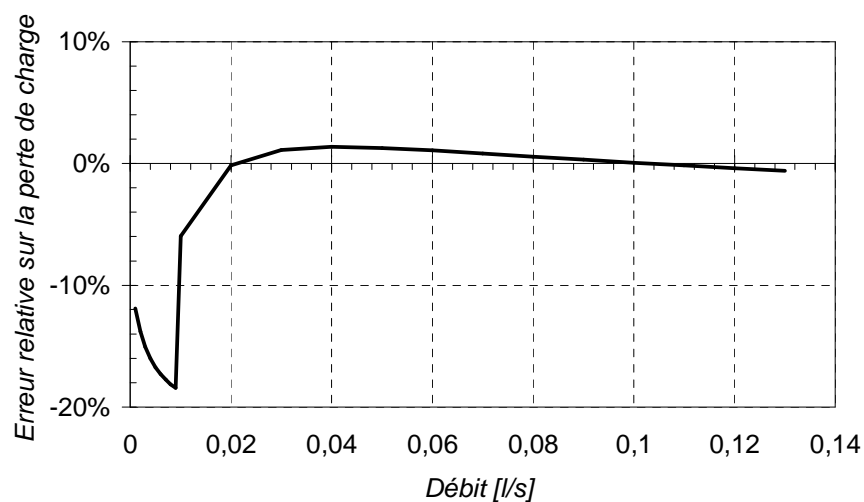


Figure III-16 : Erreur commise entre l'ajustement sur les valeurs mesurées et les valeurs calculées.

Nous pouvons constater que l'erreur est plus importante pour de faibles débits. Cela est une conséquence de la non prise en compte des efforts visqueux dans l'expansion et la contraction et de la formule du coefficient de frottement. En effet, pour de faibles débits, c'est-à-dire en écoulement laminaire, les pertes associées au frottement sont plus conséquentes que les pertes générées par la courbure des lignes de courant.

Expression de l'énergie absorbée par l'érosion

Grâce à la décomposition spatiale du HET et de la détermination des pertes de charge associées nous constatons qu'une portion comprise entre 64% et 77% de la perte de charge totale mesurée est engendrée par la contraction et l'expansion (II-14). Notre équation énergétique (III-38) doit donc être pondérée pour estimer la dissipation d'énergie qui contribue réellement à l'érosion. Ce coefficient dépend du type d'écoulement observé donc du nombre de Reynolds, de la rugosité et du diamètre du conduit. Nous calculons sa valeur moyenne (=0,29) sur la gamme de débits considérés et la dissipation d'énergie par érosion peut donc s'exprimer par :

$$\frac{dW_{\text{érosion}}}{dt} \approx 0,29 \rho_w g Q \Delta H_{\text{Mesuré}} \quad (\text{III-44})$$

Trente pourcent de l'énergie hydraulique est associée à de l'érosion. La forme du transfert de cette énergie vers le sol semble difficile à appréhender.

b) Le Jet Erosion Test

La difficulté d'évaluation des contraintes du jet est liée à l'approche de la surface qui est approximée par une surface plane et à la complexité de la contrainte. Le travail de Beltaos et Rajaratnam (1974) permet de remonter à cette notion de contrainte pour des conditions bien définies.

La Figure III-17 représente schématiquement la configuration étudiée. Conformément à la représentation du développement décrit par Beltaos et Rajaratnam (1974), trois zones sont distinguées : zone de développement du jet, zone d'impact, zone d'écoulement radial. Nous étudions le volume de fluide dans la zone d'impact du jet, et nous supposons que l'énergie dissipée pour l'érosion est l'énergie du jet « libre » au niveau de l'interface depuis une certaine distance depuis l'axe du jet.

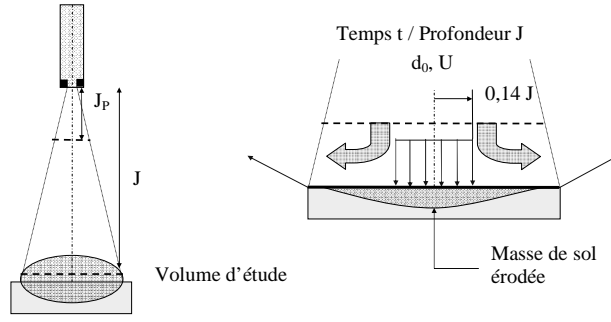


Figure III-17 : Description géométrique du jet.

Jet libre

Considérons l'énergie amenée par le jet libre à la distance z de l'origine du jet.

L'écoulement est supposé permanent, le terme : $\frac{\partial}{\partial t} \iiint_{\text{Volume}} (\vec{g} \cdot \vec{x}) \rho_w dV = 0$.

L'équation (III-31) devient :

$$\frac{dW_{\text{pression}}}{dt} + \frac{dW_{\text{int rafluide}}}{dt} + \frac{dW_{\text{érosion}}}{dt} = \iint_S \left(\frac{u^2}{2} + \vec{g} \cdot \vec{x} \right) \rho_w (\vec{u} \cdot \vec{n}) dS \quad (\text{III-45})$$

A cette même distance z , nous devons définir la vitesse de l'eau au niveau de l'axe du jet. Cette vitesse peut être décomposée suivant la direction de l'axe (vitesse axiale) et du rayon du jet (vitesse radiale). Il est possible de calculer la vitesse axiale sous l'axe du jet. La vitesse radiale est négligée pour le jet libre.

A partir de la vitesse axiale au niveau de l'axe du jet, le profil radial de la vitesse axiale pour le jet libre est établi et la vitesse d est calculée par l'équation (III-16). La variation de la vitesse axiale en fonction de la distance à l'axe du jet peut être exprimée par l'équation proposée par Beltaos et Rajaratnam (1974).

$$\frac{u(r,z)}{u(0,z)} = \exp \left(-0,693 \left(\frac{r}{b_u} \right)^2 \right) \quad (\text{III-46})$$

$u(r,z)$: la vitesse axiale à l'abscisse r pour une distance z de l'origine du jet en zone non impactante $z < 0,86 J$ [m/s].

$u(0,z)$: la vitesse sur l'axe à la distance z de l'origine du jet qui est calculée grâce à l'équation chapitre développant la méthode d'interprétation du JET suivant Hanson, équation (III-16).

b_u : distance à l'axe pour laquelle la vitesse est divisée par 2 : $u(b_u,z) = u(0,z)/2$.

Cette distance peut être obtenue à l'aide de l'équation (III-47). Cette équation provient du travail de Beltaos et Rajaratnam (1974). L'ordonnée à l'origine est choisie de manière à correspondre à la distance du coeur de jet.

$$b_u = 0,093 (z - J_p) \quad (III-47)$$

Présence d'une interface

Si maintenant nous considérons la présence d'une interface à la cote $z = J$. Cette interface va dévier l'écoulement du jet et générer une dissipation d'énergie. Cette dernière est supposée engendrer l'érosion. Nous recherchons donc la zone dans laquelle la vitesse axiale va être convertie en une vitesse radiale. Nous associons cette zone à un gradient positif en fonction du rayon de la vitesse latérale.

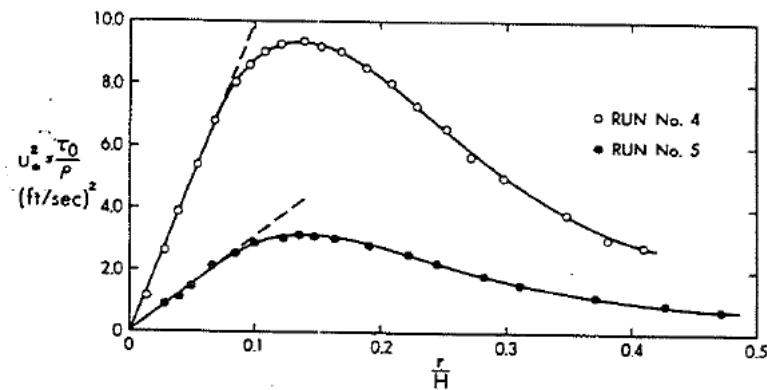


Figure III-18 : Profil de la vitesse de frottement quadratique en fonction de la distance r/H depuis l'axe, données de Beltaos et Rajaratnam (1974) (reproduit avec l'autorisation de l'A.S.C.E.).

Beltaos et Rajaratnam (1974) présentent le profil radial de la vitesse de frottement quadratique (u_*^2) en fonction du rapport (r/H , $H = J$), Figure III-18. Nous observons que la vitesse latérale de frottement s'accroît jusqu'à une distance r/H inférieure à 0,14.

En conséquence nous supposons que l'énergie pour l'érosion provient de l'espace compris entre l'axe ($r = 0$) et l'abscisse 0,14 J porté par le jet libre (celui qui est dévié).

Calcul de l'énergie associée

Nous supposons qu'avant et après la zone d'impact du jet la pression est hydrostatique avec le profil de jet libre, et nous négligeons les recirculations. La dissipation d'énergie par érosion peut donc s'écrire par :

$$\frac{dW_{\text{érosion}}}{dt} \approx 2\pi \int_0^{0,14J} \frac{u^2}{2} \rho_w (\vec{U} \cdot \vec{n}) r dr = 2\pi \int_0^{0,14J} \rho_w \frac{u^3(0,J)}{2} \left(\exp \left(-0,693 \left(\frac{r}{b_u} \right)^2 \right) \right)^3 r dr \quad (III-48)$$

c) Application de la méthode énergétique entre le HET et le JET

A présent nous réinterprétons avec l'approche énergétique les mesures réalisées pour les sols MF MP TF TE Mix 1 Mix 0 BC et L, Les essais considérés sont ceux disponibles avec la préparation identique pour le HET et le JET. La durée des essais HET est comprise entre 3 min et 3,93 h, celle des essais JET entre 2 min et 5,38 h.

Dans un premier temps, la masse humide de sol érodé est reportée en fonction de l'énergie dissipée par érosion au cours des essais JET et HET. Pour les sols testés et la durée de nos essais, nous observons la possibilité d'établir deux gammes d'énergie dissipée : inférieure à 200 Joules (Figure III-19 et Figure III-20) et inférieure à 100 kJ (Figure III-21 et Figure III-22). La gamme de masse érodée étant identique pour ces deux gammes d'énergie, nous pouvons proposer d'associer la petite échelle d'énergie à des sols fortement érodables et la grande échelle à des sols faiblement érodables. Pour des commodités de représentations les échelles peuvent être arithmétiques ou logarithmiques suivant la plage d'énergie couverte. Pour un même sol et à masse érodée identique, l'énergie dissipée pour les deux types d'essais HET et JET est du même ordre de grandeur.

Confrontons à présent la classification de sensibilité à l'érosion obtenue (Figure III-19 et Figure III-21, Figure III-20 et Figure III-22) avec les deux essais en considérant pour une énergie donnée la masse de sol érodée. La classification est ainsi établie du moins sensible au plus sensible à l'érosion avec des valeurs décroissantes d'énergie et des valeurs croissantes de masse. Le choix des sols a permis de balayer une grande plage de sensibilité à l'érosion.

Concernant Mix 0, et BC, la dispersion des préparations s'explique par un point du côté humide, un point du côté sec. Pour des argiles très plastiques (BC, TF) une dispersion peut apparaître entre appareil du fait d'une forte structuration au compactage.

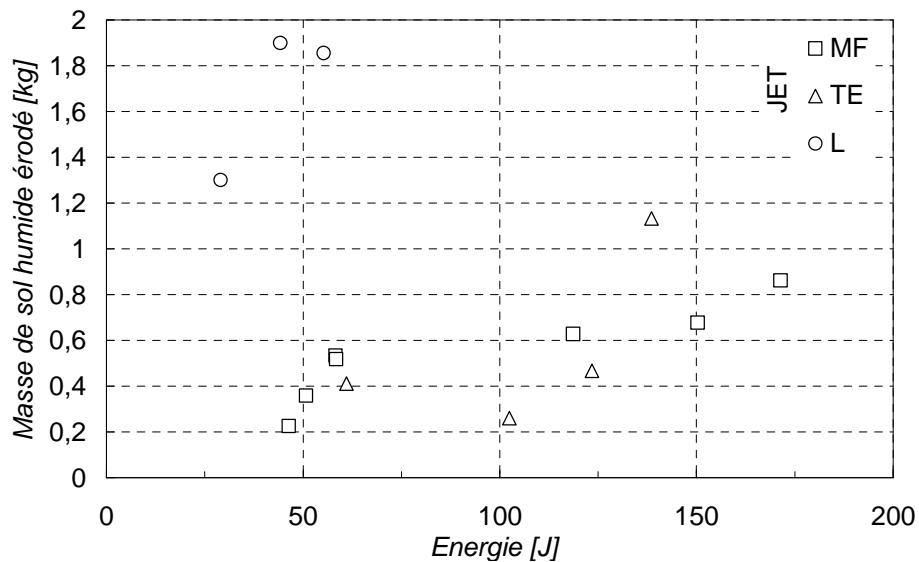


Figure III-19 : Masse humide érodée en fonction de l'énergie dissipée par l'érosion, petite échelle JET (<200J).

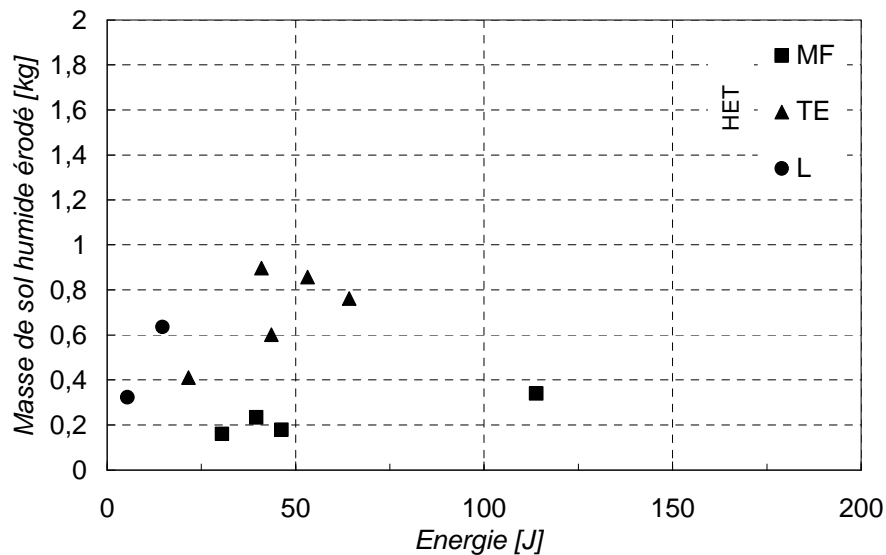


Figure III-20 : Masse humide érodée en fonction de l'énergie dissipée par l'érosion, petite échelle HET (<200J).

Avec le JET, en classant par érodabilité décroissante (du plus sensible à l'érosion au moins sensible) l'ordre est L, MF, TE, Mix 1, TF, BC, MP et Mix 0.

Avec le HET, l'ordre est L, TE, MF, Mix 1, TF, BC, MP, et Mix 0. Donc, l'ordre de sensibilité à l'érosion est identique avec les deux appareils sauf concernant TE et MF. Cette distinction pourrait être induite par le fait que MF présente une argile plutôt dispersive à la différence de TE.

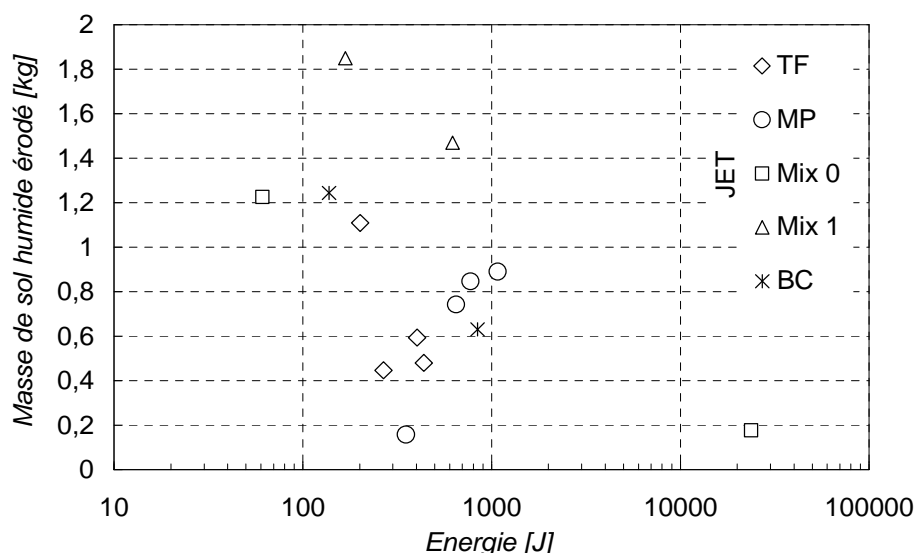


Figure III-21 : Masse humide érodée en fonction de l'énergie dissipée par l'érosion, grande échelle JET.

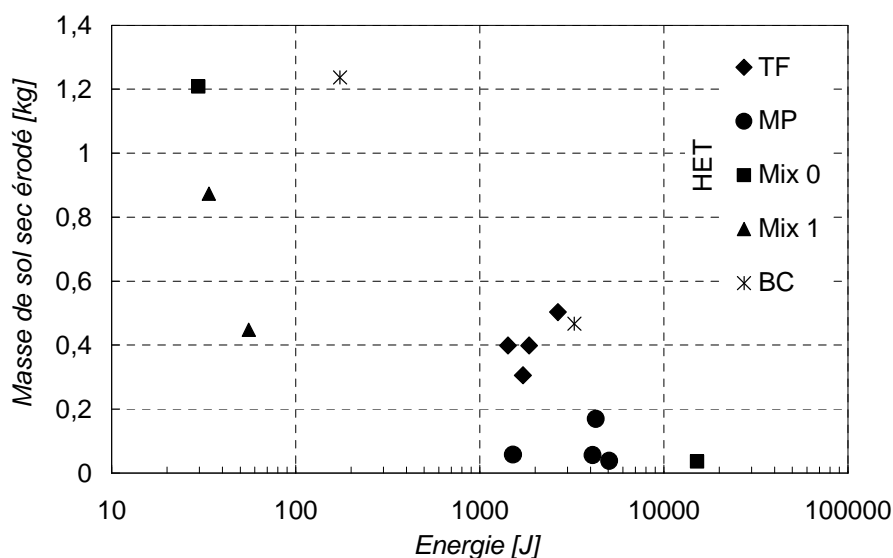


Figure III-22 : Masse humide érodée en fonction de l'énergie dissipée par l'érosion, grande échelle HET.

Par contre, une différence de couple énergie masse apparaît entre le HET et le JET. Il semble que pour les sols fortement érodables c'est-à-dire sur la petite échelle, le HET soit plus efficace pour éroder tandis que sur les sols de la grande échelle l'effet inverse semble apparaître.

Les sols sont décrits dans ce diagramme avec les énergies consommées pour une masse érodée donnée. La contrainte appliquée est définie par l'opérateur au moment du chargement hydraulique de manière à générer l'érosion.

Pour s'affranchir en partie de ce biais, et pour faciliter la lisibilité de la confrontation des deux appareils, nous définissons le coefficient α tel que :

$$\alpha = \frac{\text{masse érodée sèche}}{\text{énergie dissipée par érosion}} \quad (III-49)$$

Nous utilisons également la durée de l'essai. C'est l'inverse de cette dernière qui est utilisée dans le diagramme pour des raisons de commodités de représentation, les sols peu érodables correspondent dans ce cas à l'origine du repère. Ainsi, pour deux sols de nature différente auxquels est appliqué la même charge initiale, seul α sera modifié au travers de l'énergie ou de la masse sèche. Plus le sol sera résistant, plus α sera petit. Par contre, pour une même valeur α obtenues avec des conditions hydrauliques différentes, la condition d'essai sera représentée par la durée d'application de la charge.

Comme précédemment, la représentation est effectuée suivant deux diagrammes : nous distinguons deux gammes de variabilité de α associées à deux gammes de variabilité de l'inverse des durées. La Figure III-23 présente les résultats obtenus pour les sols fortement érodables (α : grande valeur et petite échelle de variabilité) et sur la Figure III-24 sont représentées les valeurs correspondant aux sols faiblement érodables.

Ce type de représentation permet de regrouper l'ensemble des essais de JET et HET sur des graphiques identiques. Par ailleurs nous pouvons observer sur les graphiques la classification de la sensibilité des sols à l'érosion est alors identique pour les deux essais : du plus sensible à l'érosion au moins sensible la classification obtenue est : L TE MF Mix 1 TF BC MP Mix 0.

Grâce à l'approche énergétique nous pouvons constater que les sols sont classés de manière identique en terme de cinétique « énergétique » pour les deux appareils.

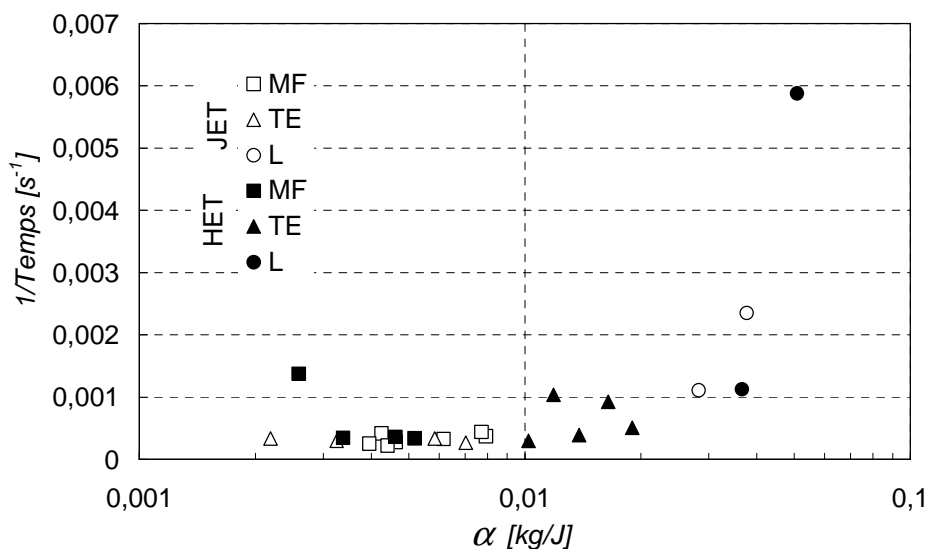


Figure III-23 : Diagramme inverse du temps d'érosion en fonction de alpha, petite échelle de variation.

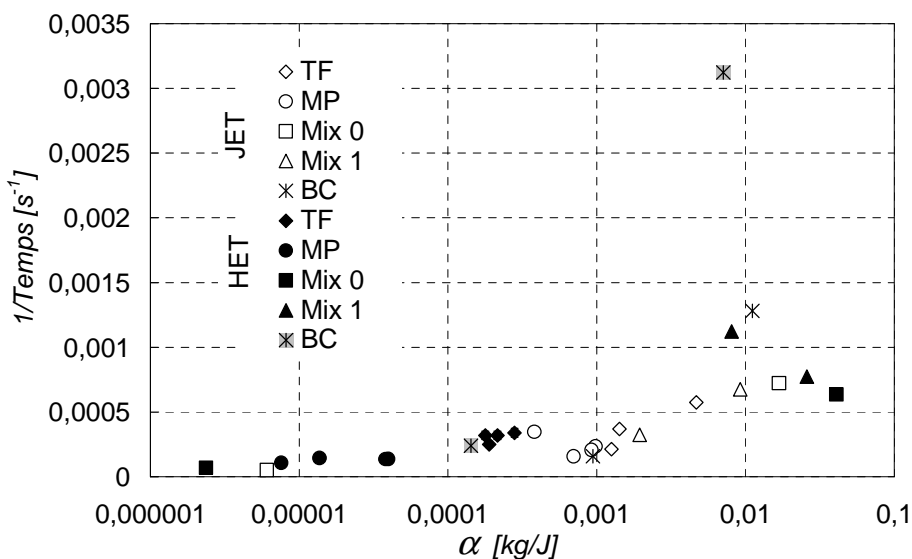


Figure III-24 : Diagramme inverse du temps d'érosion en fonction de alpha, grande échelle de variation.

Afin de poursuivre la confrontation des deux appareils, nous représentons les valeurs de alpha obtenues avec le HET en fonction des valeurs obtenues avec le JET (Figure III-25). La même approche est menée avec les valeurs de l'inverse de la durée (Figure III-26).

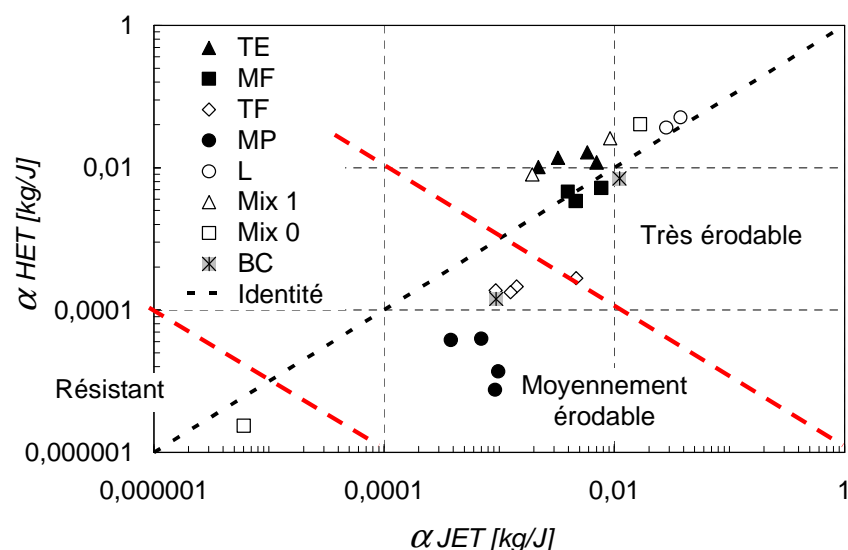


Figure III-25 : Comparaison des α entre le JET et le HET.

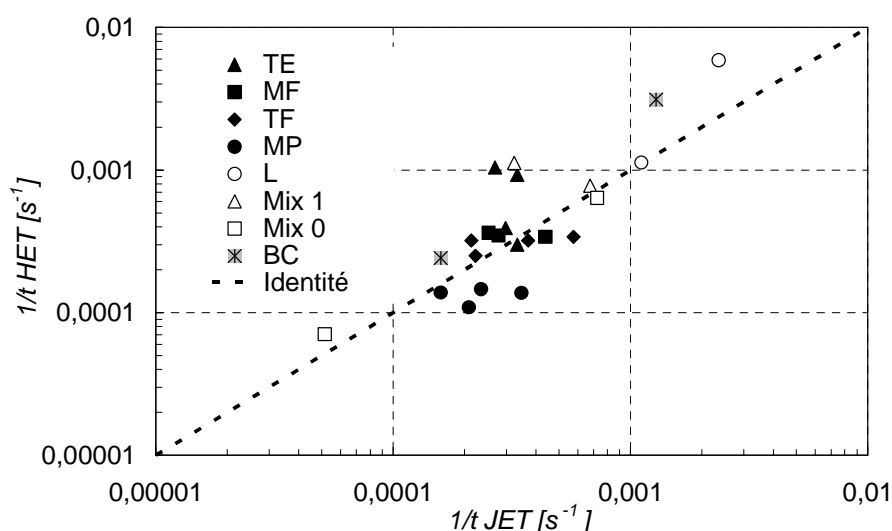


Figure III-26 : Comparaison de l'inverse des temps d'érosion pour le JET et le HET.

Les deux figures précédentes mettent en évidence la corrélation tout à fait satisfaisante obtenue grâce à l'approche énergétique pour les deux essais.

Les sols MP, TF et BC dont les points représentatifs sur la Figure III-25 ne se situent pas sur la droite identité, se caractérisent par une limite de liquidité supérieure à 50 %. En s'inspirant de la classification d'érodibilité de Wan et Fell nous pouvons proposer de distinguer les sols très résistants, moyennement érodables, et les sols très érodables.

6 Synthèse

Nous avons effectué des essais à l'aide du HET et du JET sur un même panel de sols qui ont été testés suivant un protocole rigoureux. L'interprétation des essais a tout d'abord été réalisée avec les méthodes présentes dans la littérature et la loi d'érosion qui exprime le taux

d'érosion en fonction de la contrainte de cisaillement hydraulique. La confrontation des résultats ainsi obtenus indique la non unicité de la classification des sols à l'érosion. Le rapport des coefficients d'érosion obtenus avec les deux appareils : $k_{d\text{ JET}} / k_{d\text{ HET}}$ possède une moyenne de 20, et le rapport des contraintes critiques $\tau_{c\text{ JET}} / \tau_{c\text{ HET}}$ peut varier entre 0,1 et 0,01. Donc, la caractérisation de la sensibilité des sols à l'érosion ainsi obtenue dépend de l'appareil utilisé dans un formalisme commun aux appareils.

Ces écarts de résultats peuvent provenir de la différence de sollicitation générée par les deux types d'appareils et il faudrait alors distinguer au moins deux phénomènes d'érosion surfacique : cisaillement et pression. Ces écarts peuvent aussi mettre en évidence des limites de la caractérisation expérimentale et/ou des modèles employés. En effet l'érosion n'est pas précisément mesurée et la modélisation de la sollicitation hydraulique est effectuée par une contrainte de cisaillement qui n'est pas mesurée lors des essais et qui peut être potentiellement éloignée de la sollicitation réelle.

Dans le cas du HET, l'érosion n'est quantifiée qu'à partir de la variation du débit, la caractérisation expérimentale est purement hydraulique. Une quantification instantanée directe de l'érosion (par le biais de la mesure de la masse érodée, du diamètre de la conduite ou de la concentration de l'effluent) s'avère nécessaire. Les pertes de charge prises en compte dans l'interprétation du HET sont à corriger avec un facteur de pondération afin de ne pas négliger les pertes de charge générées par la contraction – expansion des lignes de courant incluant en partie les effets de la turbulence. La faible longueur de la conduite (10 cm) au sein de l'échantillon et la taille des rugosités (qui dans certains cas peut être du même ordre de grandeur que le diamètre de la conduite) rendent difficile l'utilisation d'une expression de contrainte élaborée pour des écoulements dans des conduites de faible rugosité et de grande longueur.

Le JET offre l'avantage de mesurer directement l'érosion avec la profondeur d'affouillement. Toutefois pour confronter les résultats des deux appareils nous avons dû supposer l'isotropie de l'érosion. Le seuil de contrainte n'est pas mesuré et son estimation est effectuée avec une loi de comportement asymptotique

D'une manière générale, l'énergie seuil (ou vitesse seuil) est dépendante de la définition du seuil et des moyens expérimentaux mis en œuvre pour détecter l'initiation de l'érosion. Il serait préférable de parler en terme de vitesse minimale d'évolution du phénomène afin de la caractériser. Ainsi, pour évaluer une cinétique, il faudrait réaliser les tests avec des vitesses de fluides appropriées ou suivant les conditions hydrauliques que l'on souhaite évaluer. La perte

de charge n'est qu'une conséquence du débit. Si l'on n'a aucune idée sur les débits de transit, il est conseillé de faire des tests à différents paliers et de noter le palier générant les vitesses de phénomène d'érosion désirée. Si un seuil d'érosion existe, il est expérimentalement difficile à approcher. Les cinétiques semblent plus faciles et moins entachées d'erreur d'estimation. Celles-ci sont d'ailleurs prépondérantes dans les rétro-analyses effectuées avec les différents appareils.

Afin de s'affranchir au maximum d'hypothèses difficilement vérifiables expérimentalement, une approche énergétique a été développée pour le HET et le JET basée sur les grandeurs mesurées. Cette dernière permet une classification identique des sols avec les deux appareils en construisant un indice de résistance à l'érosion α (rapport entre la masse érodée sèche et l'énergie développée par l'essai). Pour affiner l'étude de l'interaction fluide-sol, nous pouvons imaginer la réalisation d'une modélisation numérique à une échelle plus petite (de l'ordre de quelques grains) de l'action hydraulique et de l'érosion induite. La principale difficulté rencontrée sera la validation d'une telle approche. La confrontation des calculs avec les mesures ne pourra être effectuée que pour la validation de forme de l'interface ou de débit d'érosion, c'est à dire qu'au niveau de la réponse globale fluide-sol sur chaque pas de temps. Une comparaison inter-appareils avec les lois utilisées sera nécessaire, ainsi qu'un modèle complet de ces appareils.

Grâce aux essais menés nous pouvons également noter la grande variabilité de la sensibilité des sols testés. Sur la Figure III-25, le sol Mix 0 décrit l'ensemble de la plage d'érodibilité (α compris entre $2 \cdot 10^{-2}$ et $4 \cdot 10^{-5}$). La partie suivante va être consacrée à l'étude de cette variabilité et à l'identification des paramètres prépondérants responsables de cette sensibilité à l'érosion.

Chapitre IV Etude de l'érodibilité

1 Caractérisation de la sensibilité à l'érosion

Les objectifs des recherches décrites dans cette partie sont d'une part l'identification des corrélations éventuelles qui relieraient ces paramètres physiques à l'érodibilité des sols et d'autre part l'amélioration de la compréhension du comportement du sol face à l'érosion. Dans un souci de compréhension et d'exhaustivité, nous procédons en deux étapes :

- la recherche de paramètres explicatifs et de corrélation pour l'ensemble des sols testés compactés au voisinage de l'optimum Proctor,
- l'étude de la variation de la sensibilité à l'érosion pour un sol compacté dans un état différent de l'optimum Proctor.

1.1 Recherche de corrélations entre la sensibilité à l'érosion et les propriétés physiques du sol

L'étendue des ouvrages concernés par l'érosion et l'importante variabilité des sols qui les constituent laissent supposer la nécessité de vastes campagnes de mesures pour caractériser la sensibilité à l'érosion.

La recherche de corrélation entre les différents paramètres mesurés et la sensibilité à l'érosion permet d'optimiser les campagnes de mesures. Elle offre la possibilité de parvenir à une évaluation de la sensibilité à l'érosion après l'identification des paramètres prépondérants.

En se focalisant sur ces paramètres simples à mesurer, il est possible d'augmenter l'étendue géographique investiguée grâce à la diminution des coûts d'essais. L'extrapolation de la sensibilité à l'érosion peut aussi être envisagée d'après des données de la littérature (par comparaison). L'utilisation de méthodes géostatistiques (krigeage) peut être envisagée pour reconstruire une carte des érodibilités. à partir de données géotechniques simples.

Pour l'ensemble des sols testés avec le JET, nous avons systématiquement mesuré les paramètres suivants : la teneur en eau, la densité, l'optimum Proctor, les limites d'Atterberg et la distribution granulométrique. Par ailleurs, grâce à la mesure de la teneur en eau et de la densité, le degré de saturation de l'échantillon avant l'essai JET est calculé.

L'objectif des recherches décrites dans cette partie est l'identification des corrélations éventuelles reliant ces paramètres physiques à l'érodibilité des sols. Cette recherche est menée en ayant recours aux outils d'analyse statistique que sont les corrélations linéaires multiples avec les tests d'hypothèse (Bois et Obled, 2003 ; Tomassone et al., 1992), ainsi que l'analyse en composantes principales (Duby et Robin, 2006). L'interprétation des essais est effectuée suivant la méthode énergétique.

a) Principe de l'analyse et amélioration métrologique

Principe de l'analyse

Comme pour la comparaison des érodimètres, les sols sont compactés de manière dynamique en suivant la norme Proctor.

Pour un même sol testé, sa sensibilité à l'érosion est fortement dépendante de la densité initiale, et donc de sa teneur en eau lors du compactage. Afin de caractériser l'influence des autres paramètres sur l'érodibilité, cette recherche de corrélations est effectuée avec les échantillons compactés à proximité de l'optimum Proctor normal (teneur en eau = optimum $\pm 1,5\%$).

Sur les mélanges sablo-argileux reconstitués, K20-S80, K50-S50, des mesures complémentaires ont été effectuées. La cohésion non drainée (C_u) a été mesurée grâce à un scissomètre de laboratoire et la perméabilité a été mesurée avec un perméamètre à charge variable.

Amélioration métrologique

Pour ces mêmes sols, une balance immergée est disposée sous l'échantillon testé afin de mesurer les évolutions de masse déjaugée au cours des essais lorsque l'on arrête le jet (mesure de profondeur). Cette modification métrologique a pour objectif d'améliorer la détermination de la masse érodée sur la surface du moule, et s'affranchir de l'hypothèse d'isotropie de l'érosion nécessaire lors de la mesure par pied à coulisse. Ce dispositif de pesée permet d'avoir accès à une quantification intégrale sur le volume.

La mesure repose sur la déformation d'une poutre encastrée de dimensions connues. Grâce à cette déformation, il est possible de connaître le moment fléchissant. La valeur de l'effort appliqué peut être déduite. Cela impose aussi que cette charge soit positionnée de

manière précise par rapport à l'encastrement. La précision est aussi affectée par la qualité de l'encastrement.



Figure IV-1 : Balance immergeable pour la mesure sous le jet.

Le support a été réalisé par assemblage boulonné d'une plaque d'acier rehaussant la balance, et d'un support plat et stable en PVC épais. Par contre, l'horizontalité n'est pas réglable. La calibration tension - masse a été faite dans l'air avec des pesons, à l'aide d'une seconde balance. Les résultats sont considérés représentatifs car la pente moyenne tension – masse obtenue est identique avec la calibration d'usine.

La précision obtenue sur la mesure est de l'ordre de +/- 1 g dans l'air, pour une position centrée des masses. Un faible fluage de l'ordre d'une différence de masse de 1,1 g a été constaté avec le temps, sur une durée de 2h20. Pour cet instrument de mesure une erreur totale de +/- 2g est considérée dans nos conditions d'utilisation.

Nous supposons que la variation de masse déjaugée est essentiellement due à l'expulsion hors du moule de particules érodées. Au cours de l'essai, les variations de la saturation de l'échantillon et le dépôt de particules érodées peuvent être négligés. En supposant que la poussée d'Archimède s'applique sur la masse totale pesée, nous pouvons exprimer la masse érodée déjaugée par :

$$M_{\text{érodée immergée}} = (M_{\text{sol érodée}} + M_{\text{eau érodée}}) - \rho_w V_{\text{érodé}} \quad (IV-1)$$

$M_{\text{érodée immergée}}$: masse de sol humide érodé mesuré en immersion [kg].

$M_{\text{sol érodée}}$: masse de sol sec érodée [kg].

$M_{\text{eau érodée}}$: masse d'eau attachée au sol érodé [kg].

La masse volumique déjaugée s'exprime par :

$$(\rho - \rho_w) = \frac{M_{\text{érodée immergée}}}{V_{\text{érodé}}} \quad (IV-2)$$

Ainsi à l'aide de la mesure de la masse érodée immergée et de la masse volumique sèche initiale, nous pouvons calculer la masse sèche érodée:

$$M_{\text{sol érodé}} = \rho \frac{M_{\text{érodée immergée}}}{(\rho - \rho_w)(1 + w)} = \rho_d \frac{M_{\text{érodée immergée}}}{(1 + w)\rho_d - \rho_w} \quad (IV-3)$$

b) Outils de l'analyse linéaire

La corrélation linéaire

Afin de quantifier la qualité d'une corrélation, nous utilisons deux variables, le coefficient de corrélation (ou ce dernier au carré r^2) et la p-value. Le coefficient de corrélation (r , qui peut être négatif) est défini comme la covariance des 2 variables considérées, ici l'indice d'érosion et un des paramètres, divisée par le produit des écarts types de chacune des 2 variables. Il s'exprime sous la forme :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2} \sqrt{\sum_{i=1}^N (y_i - \bar{y})^2}} \quad (IV-4)$$

Considérons l'hypothèse, dite nulle, de l'absence de corrélation significativement non nulle entre les variables. La p-value évalue la validité de cette hypothèse, c'est à dire qu'elle évalue la probabilité de se tromper en rejetant l'hypothèse « nulle ». Dans le cas du logiciel utilisé (Xlstat – Addinsoft 2007), cette détermination est basée sur le coefficient de corrélation linéaire. La variable s , définie par l'équation (IV-4) est calculée avec l'effectif de l'échantillon (n).

$$s = \frac{r\sqrt{n-2}}{\sqrt{1-r^2}} \quad (IV-5)$$

Si les grandeurs de la corrélation suivent une loi normale et sont indépendantes (hypothèse nulle), la variable s suit une loi de Student-Fisher. En fonction du nombre de degrés de libertés (taille de l'échantillon moins deux paramètres) et le risque que l'on veut considérer pour rejeter l'hypothèse nulle, on recherche la valeur t associée dans une table de Student-Fisher pour un test bilatéral. Si la valeur de t lue dans le tableau est supérieure à notre valeur de t , l'hypothèse « nulle » ne peut être rejetée. Plus notre valeur sera importante par rapport à la valeur t lue, plus on sera éloigné du risque considéré. Il est aussi possible de calculer directement un risque de se tromper associée à notre valeur de t en recherchant par

analyse inverse la p-value. On retrouvera ces informations dans le livre de Tomassone et al. 1992.

En général, il est admis une p-value de 5% pour écarter l'hypothèse « nulle ». Etant donné la faible taille de notre échantillon par rapport aux différents sols testés et le fait que celui-ci regroupe un ensemble de caractéristiques différentes, on acceptera une p-value de 35 % avant de la rejeter. Il faut noter que cet accroissement du seuil d'acceptation conduit à augmenter le risque de se tromper en rejetant l'hypothèse nulle.

c) L'Analyse en Composantes Principales

L'ACP consiste à représenter les paramètres dans un espace factoriel de dimension égale à leur effectif et centré sur le barycentre des grandeurs. Chaque paramètre est associé à un vecteur qui passe par le barycentre du nuage de l'échantillon. La position des différentes grandeurs dans l'espace factoriel est définie d'après le degré de corrélation entre paramètres. Le produit scalaire de deux vecteurs positions des variables est égal au coefficient de corrélation (r) entre les deux paramètres associés au vecteur. Cette analyse définit donc les relations linéaires inter variables. Pour représenter cet espace avec le minimum de variables, on recherche les axes principaux qui sont paramétrés par une valeur propre et une combinaison linéaire des variables.

Les axes avec la valeur propre la plus élevée sont les axes explicatifs. En projetant les variables dans les plans définis par les axes principaux, il est possible de savoir si les grandeurs sont fortement corrélées à ces axes principaux.

Une représentation consiste à tracer les projections dans les jeux de 2 axes principaux. Une grandeur est d'autant mieux expliquée dans le plan considéré que sa position est proche du cercle de rayon unité. Deux paramètres sont en relation linéaire lorsque leur position sont très proches ou diamétralement opposées ($r = \pm 1$). Des variables avec 2 directions perpendiculaires sont considérées comme complémentaires pour expliquer la dispersion.

1.2 Analyse de la sensibilité à l'érosion avec l'aide de la corrélation présente dans la littérature

Dans la littérature, certains paramètres ont été utilisés pour exprimer des corrélations avec l'indice du HET. La confrontation HET - JET que nous avons effectuée au Chapitre III-5 a validé l'analyse générale de la sensibilité de l'érosion d'interface indépendamment de l'érodimètre utilisé, JET ou HET.

a) Comparaison avec l'analyse de Wan et Fell

Le Tableau IV-1 présente les valeurs du coefficient de corrélation et celles de la p-value pour les différents paramètres. Les valeurs en gras dans le tableau correspondent aux corrélations pour lesquelles cette p-value est inférieure à 5%. De manière générale, Wan et Fell (Interpretative report HET, 2002) obtiennent des p-values plus faibles de par l'effectif plus important de leur étude pour les plages d'exploration considérées.

Variables	Corrélation avec l'indice JET		Corrélation avec l'indice HET		Corrélation avec l'indice HET	
	r	p-value	Wan et Fell (fines soils)		Wan et Fell (All soils)	
			r	p-value	r	p-value
Masse volumique sèche	0,198	0,0%			-0,49	0,0%
Degré compactage	-0,014	24,7%	0,11	30,0%	-0,05	54,0%
Teneur en eau	-0,131	93,5%			0,5	0,0%
$\Delta w/w_{opt}$	0,038	44,8%	0,14	18,0%	0,09	29,0%
Saturation	0,245	82,6%	0,36	0,0%	0,47	0,0%
Fraction sableuse	0,194	15,1%			-0,68	0,0%
Fraction de fines	-0,194	25,6%			0,64	0,0%
Fraction argileuse	0,173	25,6%	0,31	0,2%	0,67	0,0%
LL	0,306	31,3%			0,62	0,0%
IP	0,195	7,0%	0,25	1,2%	0,59	0,0%
Activité	0,334	25,4%			0,37	0,0%

Tableau IV-1 : Corrélations linéaires entre l'indice du jet et les différents paramètres, et corrélations linéaires entre l'indice du HET et les grandeurs mesurées par Wan et Fell (Interpretative report HET, 2002).

L'analyse des valeurs de r indique tout d'abord qu'aucune corrélation significative entre l'un des paramètres et l'indice du JET n'apparaît clairement. Cette absence de corrélation peut probablement s'expliquer par la grande variabilité des sols testés qui sont de nature physique très différente. Par comparaison des valeurs de coefficients de corrélation et des p-values pour notre étude avec celle de Wan et Fell (2002), les variables qui semblent les plus pertinentes dans le cadre d'une analyse linéaire des sols sont : l'activité de l'argile, l'indice de plasticité, les fractions de sable, de fines, le degré de saturation et la masse volumique sèche.

A partir de ce constat, et en première approche de recherche de corrélations, nous pouvons utiliser les mêmes paramètres géotechniques pour les deux appareils. L'étude paramétrique de Wan et Fell (2004) propose une corrélation entre l'indice du HET (I_{HET}) et neuf paramètres sous la forme suivante :

$$I_{\text{HET}} = -1020 + 0,00957 \rho_d - 0,042 \frac{\rho_d}{\rho_{d\text{opt}}} + 0,10w + 0,0097 \Delta w_R - 0,0056 F_f + 0,042 F_a - 0,0090 LL + 0,11 IP + 0,44 \text{PinHole} \quad (IV-6)$$

avec :

ρ_d : masse volumique sèche [kg/m^3] ;

$\rho_{d\text{opt}}$: masse volumique sèche optimale pour un compactage suivant la norme Proctor [kg/m^3] ;

w : teneur en eau de l'échantillon au moment du compactage [%] ;

w_{opt} : teneur en eau optimale pour le compactage Proctor normal [%] ;

$$\Delta w_R = \frac{w - w_{\text{opt}}}{w_{\text{opt}}} [\%] ;$$

F_f : fraction massique de fines par rapport à la masse totale de sol, les fines étant définies comme les grains de taille inférieure à 0,075 mm [%] ;

F_a : fraction massique d'argile par rapport à la masse totale de sol, l'argile étant définie comme les grains de taille inférieure à 5 μm pour Fell et 2 μm dans le cadre de la thèse [%] ;

LL : limite de liquidité [%] ;

IP : indice de plasticité [%] ;

PinHole : valeur du pin-hole test, compris entre 1 (D1) et 6 (ND1).

Au regard de la valeur du pin-hole test et de son coefficient associé dans l'équation (IV-6), il convient de noter la contribution significative de ce terme dans la corrélation. Cet essai au principe très similaire à celui du HET n'a pas été réalisé dans le cadre de cette étude. De manière complémentaire, nous calculons l'activité de l'argile qui est le rapport de l'indice de plasticité [%] à la fraction massique d'argile [%]. Pour chaque paramètre, le nombre d'individus est de 36 et la plage de variation est présentée dans le Tableau IV-2.

En recherchant une régression linéaire avec le logiciel Xlstat, avec les paramètres utilisés par Wan et Fell (2002), une expression de l'indice d'érosion du jet est obtenue. Ce modèle est construit en minimisant l'erreur entre la prédiction et la mesure en utilisant les moindres carrés. Une des conditions statistiques nécessaires est l'indépendance des erreurs entre elles, qui suivent une loi normale identique. Cette dernière hypothèse a été vérifiée en menant un test du « χ^2 » sur les résidus.

Variable	Minimum	Maximum	Moyenne	Ecart-type
ρ_d [kg/m ³]	1316	1963	1700	136
Degré compactage [%]	89,3	102,2	98,9	2,7
Teneur en eau [%]	10,0	26,1	16,5	3,5
Δw_R [%]	-17,0	10,3	-3,7	7,1
Saturation [%]	58,8	92,4	75,6	6,9
Fraction de sable [%]	1,0	52,1	17,4	14,0
Fraction de fine [%]	47,9	99,0	82,6	14,0
Fraction d'argile [%]	6,8	65,9	28,5	15,3
LL [%]	0,0	69,0	38,4	17,6
IP [%]	0,0	44,0	21,3	15,2
Activité	0,00	1,03	0,64	0,32

Tableau IV-2 : Variabilité des paramètres concernant les sols de l'analyse.

$$I_{JET} = -6,020 + 0,01143 \rho_d - 0,1636 \frac{\rho_d}{\rho_{dmax}} + 0,307 w - 0,00905 \Delta w_R - 0,01299 Ff - 0,0104 Fa + 0,0645 LL - 0,029 IP \quad (IV-7)$$

L'expression proposée conduit à un coefficient de corrélation de 0,644 entre la grandeur mesurée et la valeur prédite pour chaque point. La faiblesse du coefficient de corrélation peut être expliquée par la réalisation d'une analyse uniquement linéaire, et un échantillon couvrant une zone trop vaste.

En comparant l'expression de Wan et Fell pour les sols fins (équation (IV-6)) avec notre équation (IV-7), les paramètres qui contribuent suivant le même signe entre les deux équations sont :

- la constante ;
- la masse volumique sèche ;
- la teneur en eau ;
- l'indice de compaction ;
- la fraction fine.

Les autres paramètres contribuent de manière opposée à la valeur de l'indice.

Il paraît difficile de conclure sur l'importance des paramètres surtout que certains sont liés entre eux par définition, ou par le comportement du sol. Cela explique la nécessité de multiplier les variables afin d'expliquer la dispersion.

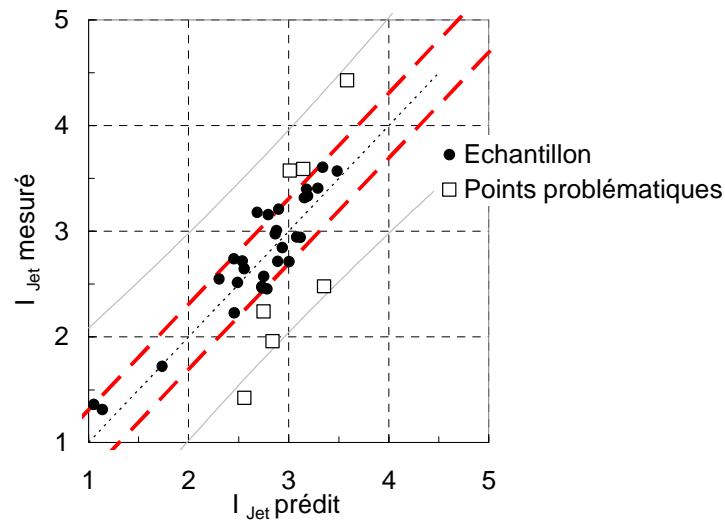


Figure IV-2 : Indice du JET, valeurs mesurées en fonction des valeurs calculées.

La Figure IV-2 représente la valeur mesurée de l'indice du JET en fonction de la valeur calculée avec l'équation (IV-7). La valeur moyenne des écarts est calculée et un écart de $\pm 0,308$ est matérialisé par les lignes pointillées. Les deux courbes en trait fin continu représentent un intervalle de confiance de 95% c'est-à-dire une probabilité d'avoir une droite de corrélation comprise dans cet intervalle à partir de nos points.

Nous constatons que la corrélation est satisfaisante pour la majorité des essais. Les points éloignés de l'identité, identifiés sur la figure Figure IV-2 comme points problématiques, correspondent aux sols Mix 0 Mix 1 et TF avec MP. Ces deux derniers sols ayant une forte plasticité, les écarts peuvent être dus à des défauts de compactage et à une mauvaise répartition volumique de l'énergie de compactage.

Concernant Mix 0 et Mix 1, les écarts s'expliquent probablement par une variabilité naturelle dans la qualité de l'argile ou la présence de matériau spécifique.

b) Critique de l'utilisation de la méthode de Hanson et Cook

La rétro-analyse de l'essai JET développée par Hanson et Cook (2004) repose sur l'estimation du temps en fonction de la profondeur d'affouillement. Ainsi à chaque profondeur d'affouillement correspond une erreur entre un temps estimé et un temps mesuré. Nous calculons la somme des carrés des erreurs pour la durée de l'essai. Cette valeur est ensuite divisée par la durée totale de l'essai au carré. En en prenant la racine, on obtient l'erreur relative moyenne faite sur chaque point. La Figure IV-3 représente cette erreur relative en fonction de la durée de l'essai. Nous constatons que pour des essais de courte durée, donc pour des sols très érodables, cette erreur peut atteindre 0,12. Lorsque la durée de

l'essai est plus importante, c'est-à-dire pour des sols peu érodables, cette erreur est moindre et inférieure à 0,04.

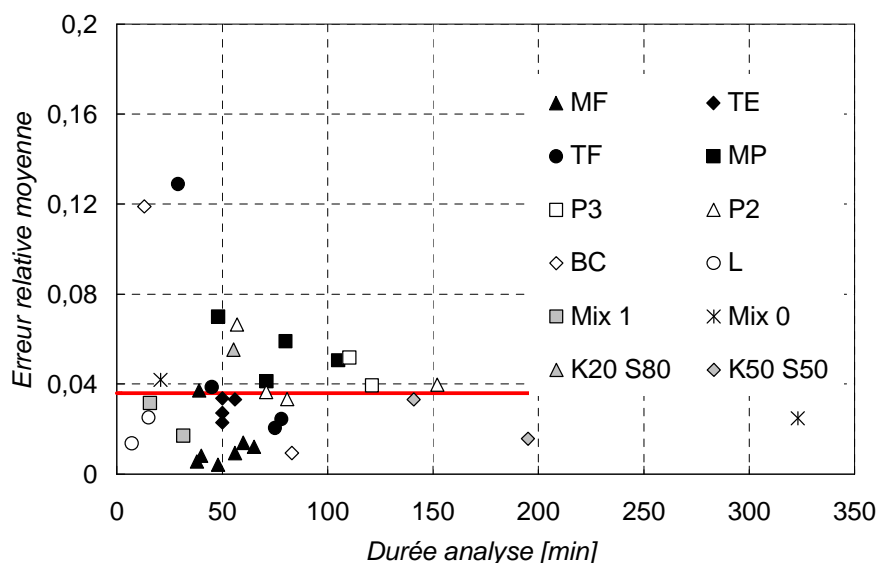


Figure IV-3 : Erreur relative moyenne entre le temps estimé et le temps mesuré par point en fonction de la durée de l'essai.

La variabilité temporelle de l'erreur relative met en évidence les limites de la méthode d'interprétation de Hanson et Cook (2004) qui consiste à supposer une évolution asymptotique de la contrainte jusqu'à la contrainte seuil. A partir de celle-ci, ils déterminent le coefficient d'érosion et donc l'indice du JET. Cela revient à supposer deux lois de comportement. Cette limitation est certainement amplifiée dans le cas de réalisation d'essais sur échantillons compactés. En effet le compactage dynamique engendre des variations de densité et de répartition en eau sur l'épaisseur compactée, et certainement une sensibilité à l'érosion différente avec la profondeur (plus ou moins marquée). D'ailleurs au cours de certains essais d'érodibilité, avec le JET ou le HET, les interfaces entre les couches de compactage peuvent être observées visuellement sur des échantillons très argileux.

L'ensemble des remarques précédentes nous conduit à affiner notre recherche par la recherche de paramètres physiques plus pertinents et à utiliser l'indice de sensibilité à l'érosion (qui représente le comportement de l'échantillon de manière moyenne sur le temps).

1.3 Analyse de la sensibilité à l'érosion avec recherche de paramètres

a) Définition des variables et de la méthodologie

Conformément aux résultats de l'étude de confrontation des érodimètres, nous utilisons le coefficient α (rapport de la masse érodée et de l'énergie dissipée par érosion) afin de définir l'indice de résistance à l'érosion I_α tel que :

$$I_\alpha = -\log(\alpha) \quad (IV-8)$$

Les valeurs de α étant comprises entre $10^{-6} \text{ kg.J}^{-1}$ et $10^{-1} \text{ kg.J}^{-1}$, les valeurs de I_α sont comprises entre 1 et 6. Les faibles valeurs de I_α caractérisent des sols très érodables et les fortes valeurs des sols faiblement érodables.

De nombreux auteurs (dont Kenney et Lau, 1985 ; Panagiotopoulos et al., 1997 ; Pham, 2008) ont souligné la forte influence de la granulométrie et de l'argile sur la sensibilité à l'érosion. Par ailleurs nos essais ont montré la grande difficulté rencontrée lors d'une recherche de corrélation dans le cas des sols à caractère plastique.

Afin de prendre en compte cette influence prépondérante de la granulométrie et de la plasticité, nous proposons de discrétiser le sol suivant plusieurs classes granulométriques et suivant les limites d'Atterberg.

Critère de granulométrie

Dans le Tableau IV-3 sont définies les classes granulométriques utilisées pour décrire la distribution granulométrique des sols testés.

Catégorie	Classe granulométrique	Unité	Classe
Argile	[0 - 2[μm	1
Limons	[2 - 74[μm	2
Sables fins	[74 - 425[μm	3
Sables grossiers	[425 - 4750[μm	4

Tableau IV-3 : Définition des classes granulométriques des sols testés.

Les classes granulométriques correspondent aux coupures définies par le Earth Manual (1990) pour les tests ou une classification, limons < tamis # 200 (ouverture d'environ 74 μm), limites dpour les classes granulométriques, limons < tamis # 200 (ouverture d'environ 74 μm), limites d'Atterberg (fraction < #40 (ouverture d'environ 425 μm)) et les fraction > #4,

ouverture d'environ 4,75 mm correspondantes à des graviers. Concernant les argiles, la limite a été fixée arbitrairement à 2µm.

Pour chacune de ces classes granulométriques, un diamètre moyen associé est calculé par :

$$\log_{10}(d_{50,Xi}) = \frac{\left(\left(1 - \sum_{k=1}^{i-1} p_k \right) \log(d_{\max_{Xi}}) + \left(\sum_{k=1}^i p_k \right) \log(d_{\min_{Xi}}) \right)}{1 + p_k} \quad (IV-9)$$

p_k : fraction de la classe k du sol comprise entre les diamètres $d_{\min Xk}$ et $d_{\max Xk}$

$d_{50,Xi}$: diamètre moyen de la classe granulométrique i considérée.

A partir de ces diamètres moyens, on peut calculer une surface développée définie comme la somme des surfaces spécifiques équivalentes de chaque classe granulométrique par unité de volume et pondérée par le pourcentage massique représentatif de la classe (p_i : poids de la classe granulométrique, sans unité). La surface développée représente une surface de contact mécanique équivalente compris dans un mètre cube de sol. En supposant que les grains soient sphériques la surface développée (S_d en m^2/m^3) s'exprime par :

$$S_d = \sum_{i=1}^4 6 \frac{\rho_d}{\rho_s d_{50,Xi}} (p_i) \quad (IV-10)$$

Notons que pour les argiles la surface développée est très largement sous-estimée, car les grains ne sont pas sphériques. Cependant la spécificité des argiles est prise en compte par les limites d'Atterberg.

Eau et fraction argileuse

En faisant l'hypothèse que la majeure partie de l'eau soit adsorbée par la fraction argileuse, nous définissons la teneur en eau de la fraction argileuse sous la forme :

$$w_{\text{Argile}} = \frac{w}{F_a} \quad (IV-11)$$

La comparaison de la teneur en eau de la fraction d'argile avec les limites d'Atterberg PL et LL permet d'introduire deux nouvelles grandeurs l'écart de liquidité (w_{LL}) et l'écart de plasticité w_{PL} :

$$w_{LL} = LL - w_{\text{Argile}} \quad (IV-12)$$

$$w_{PL} = w_{\text{Argile}} - PL \quad (IV-13)$$

Deux cas sont distingués en considérant la teneur en eau optimale (à l'optimum avec une énergie de compactage normale) :

si $w_{LL, optimale} > 0$, l'argile est en déficit d'eau par rapport à la limite de liquidité, le sol est considéré en état hydrique « déficitaire ».

si $w_{LL, optimale} < 0$, l'argile est en excédent d'eau par rapport à la limite de liquidité, le sol sera dit comme état hydrique « excédentaire ».

Cet état hydrique sera utilisé pour différencier le comportement des sols sur les différentes figures.

Pour le calcul de w_{LL} et w_{PL} , les sols notés comme NP ont une limite de liquidité et une limite de plasticité considérée comme nulle.

b) Etude des corrélations avec un paramètre

Une première étape dans la recherche de corrélations consiste à analyser l'éventualité de corrélations entre l'une des variables que nous venons d'introduire et l'indice de résistance à l'érosion I_α .

Les plages de variation des différentes grandeurs utilisées dans cette étude sont présentées dans le Tableau IV-4.

Variables	Minimum	Maximum	Moyenne	Ecart-type
I_α	1,424	5,218	2,720	0,775
Fraction d'argile Fa [%]	6,8	65,9	26,4	16,4
Fraction de limon Fl [%]	30,5	92,2	54,5	16,8
Fraction de sable fin Fsf [%]	0,5	51,9	14,1	14,3
Fractions de sable grossier Fsg [%]	0,2	18,8	5,1	6,6
w_{LL} [unité]	-2,782	0,339	-0,547	-2,782
w_{PL} [unité]	0,101	2,782	0,718	0,101
$\log(S_d)$	5,49	6,99	5,98	0,38
c [unité]	0,48	0,75	0,64	0,07
Saturation S [unité]	0,59	0,92	0,76	0,07
w_{Argile} [unité]	0,351	2,782	0,881	0,351
w [%]	10,0	26,1	16,4	4,2
ρ_d [kg/m ³]	1316	1966	1712	161

Tableau IV-4 : Gamme de variation des paramètres mesurés et utilisés dans l'analyse statistique.

Indice de résistance à l'érosion en fonction de la compacité

Afin d'étudier l'influence de l'état hydrique du sol au compactage (« état hydrique excédentaire » ou « état hydrique déficitaire »), nous représentons sur le graphique suivant l'indice I_α en fonction de la compacité et distingué suivant l'état hydrique.

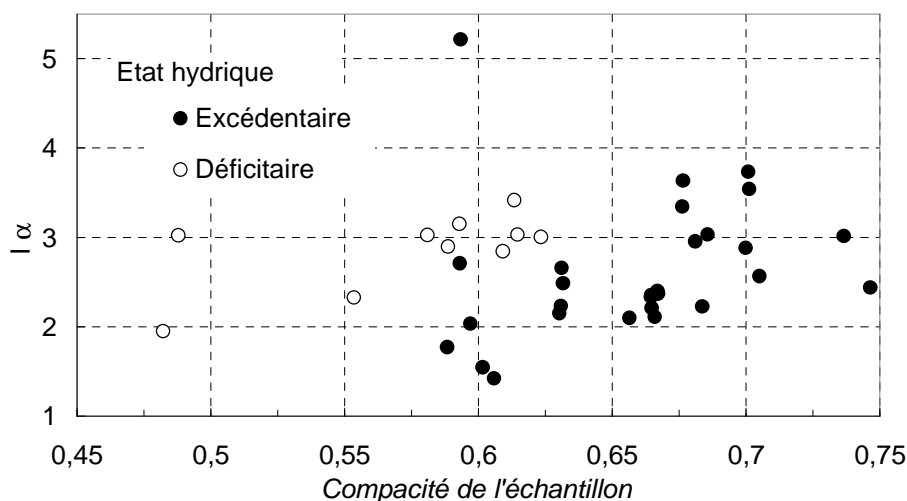


Figure IV-4 : Indice de résistance à l'érosion en fonction de la compacité et de l'état hydrique.

La distinction des sols suivant l'état hydrique tend à faire apparaître deux ensembles de points dont l'indice de résistance à l'érosion croît avec la compacité de manière sensiblement identique. Toutefois les corrélations linéaires que l'on pourrait tracer seraient caractérisées par une forte dispersion. Cette dispersion souligne l'influence probable d'autres paramètres tels que la granulométrie dont l'influence peut être prise en compte par la surface développée, ou la variabilité de la teneur en eau dont l'influence sera étudiée dans la partie suivante.

Influence de la surface développée sur la compacité

La notion de surface d'échange pour un volume de sol donné est importante pour la formation des capillaires et la répartition de l'eau au sein du sol. La surface développée va être utilisée en tant que paramètre de description du matériau. Les grandeurs de compacité et d'érodibilité vont être discutées par rapport à la surface développée dans un mètre cube de sol.

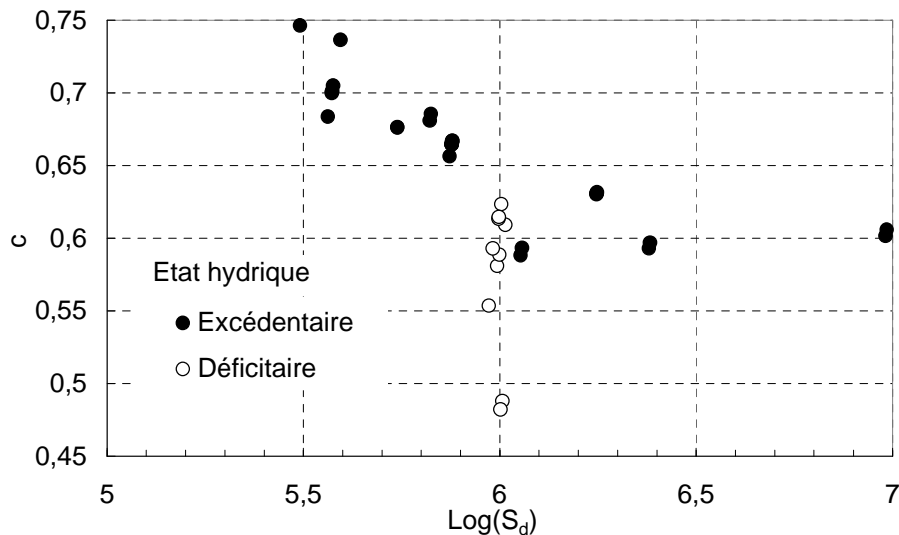


Figure IV-5 : Compacité atteinte en fonction de la surface développée.

Sur la Figure IV-5, la compacité est représentée en fonction de la surface développée. Trois types de familles apparaissent :

- Les sols en état hydrique déficitaire (essentiellement argileux) avec une surface développée moyenne ($\log(S_d) = 6$), ceux-ci ont une compacité fortement variable avec une surface développée constante. Ainsi, lors du compactage, le comportement serait fortement influencé par la minéralogie de l'argile qui n'est pas pris en compte dans le calcul de la surface développée.
- Les sols en état hydrique excédentaire avec une faible surface développée ($\log(S_d) < 6$) ont une compacité qui croît avec la diminution de la surface développée. Cela sous-entendrait un comportement plutôt d'arrangement granulaire dont la compacité dépendrait essentiellement de la distribution granulométrique.
- Puis, la troisième classe de sol qui a une compacité constante égale à 0,6 pour une surface développée importante, $\log(S_d) > 6$. Ce type de comportement laisserait supposer la formation et la destruction de ponts capillaires lors du compactage. Les sols correspondants à ce type de comportement sont limoneux : L ; Mix 1 ; TE ; Mix 0. Ces 3 sols sont composés à partir d'éléments d'origine géologique identique : des Loess, « silts éoliens » avec une fraction argileuse plus ou moins importante.

Pour la compacité atteinte à proximité de l'optimum, deux paramètres permettent de l'expliquer en partie: la teneur en eau des fines (argiles et limons) avec le paramètre état de liquidité et la surface développée.

La Figure IV-6 présente la formation de mottes pour le sol BC et le sol L. Dans le cas du sol L, les mottes se cassaient plus facilement tandis que pour le sol BC celles-ci étaient très difficiles à casser.

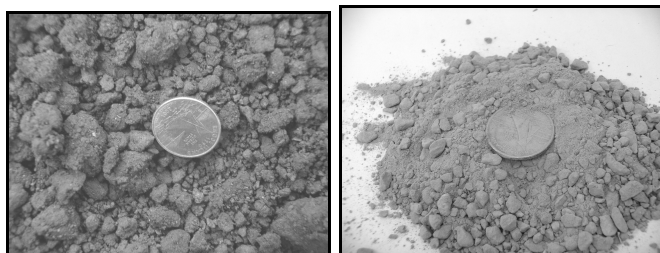


Figure IV-6 : Différence de granulométries après ajout d'eau pour le sol BC (gauche, $IP = 44$) et le sol L (droite, $IP = NP$).

La présence prononcée d'argile dans le matériau conduit à une forte structuration du matériau du fait de la présence de mottes difficiles à casser. Celles-ci se cassent plus aisément au contact de la dame. Ainsi, une croûte, que l'on retrouve sur les essais d'érosion, est formée. Pour éviter les problèmes, les morceaux sont en général cassés au préalable.

Le potentiel d'absorption hydrique de l'argile dépend de la minéralogie de l'argile, et des conditions thermodynamiques (température, pression de vapeur d'eau) au sein du sol. Une partie de la demande d'eau de l'argile sera comblée par l'apport d'eau liquide à la surface des plaquettes. Lorsque la demande en eau de l'argile est totalement comblée (cas d'une dilution élevée avec brassage, e.g. sédimentométrie), l'argile sera peu floculée ou du moins à des échelles inférieures, sur les photographies à l'échelle de 0,5 cm – en sédimentométrie à l'échelle du μm .

Indice de résistance à l'érosion et surface développée

La Figure IV-7 représente l'indice de résistance à l'érosion en fonction de la surface développée. L'érodibilité serait plutôt linéairement décroissante par rapport au logarithme de la surface développée pour les sols en état hydrique excédentaire. Par contre, de fortes disparités sont visibles pour les sols en état hydrique déficitaire, l'érodibilité semble indépendante de la surface développée atteinte dans un mètre cube.

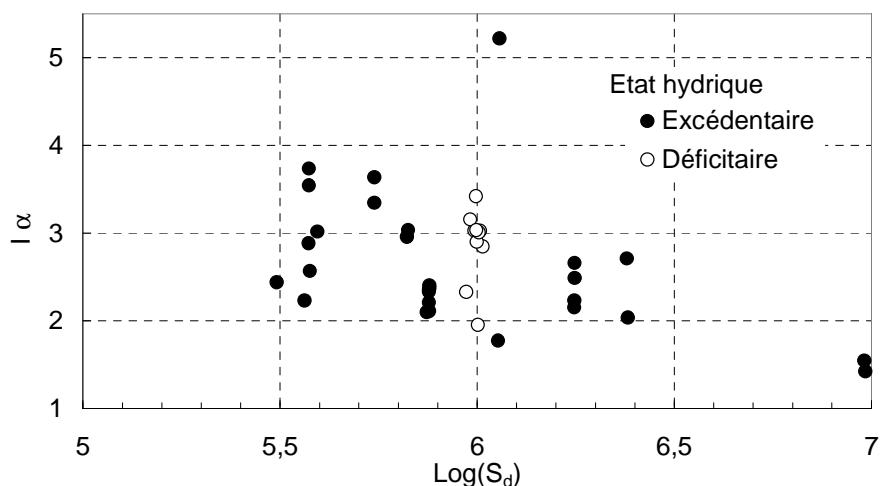


Figure IV-7 : Indice de résistance à l'érosion en fonction de la surface développée.

Pour les sols en état hydrique excédentaire, il apparaît le sol Mix 1 qui est un mélange de L et BC. Il est probable que d'un mélange de sols d'érodibilités données puisse résulter un sol d'indice d'érodibilité supérieure aux sols initiaux. Ce qui met en avant le rôle du compactage ainsi que de la capacité du sol à se réarranger, et donc de la granulométrie. Mais, l'analyse de cette dernière ne conclut à aucune liaison linéaire entre la présence de classe granulométrique et la sensibilité à l'érosion.

1.4 Recherche systématique par analyse statistique

Dans le but d'identifier les paramètres susceptibles d'être corrélés avec la sensibilité à l'érosion, une analyse en composantes principales (ACP) est menée. Dans une première partie, l'ACP va permettre de réduire le nombre de variables afin de décrire au mieux la dispersion du nuage. Dans un deuxième temps, des corrélations sont construites en utilisant les variables déduites. Ces dernières seront comparées à une corrélation construite avec 8 paramètres.

a) L'analyse en composantes principales

Dans l'ACP, les essais sur un sol donné sont pondérés de manière à ce que la somme de leur poids soit égale à 84 (Plus petits communs multiples du nombre d'essai pour chaque sol). Ainsi deux essais sur un sol requièrent une pondération de 42, 4 essais requièrent une pondération de 21... Cela permet de donner une représentation identique pour chaque sol dans l'analyse et donc de donner un poids identiques aux caractéristiques représentatives du sol. Par contre, chaque essai ne possèdera pas le même poids.

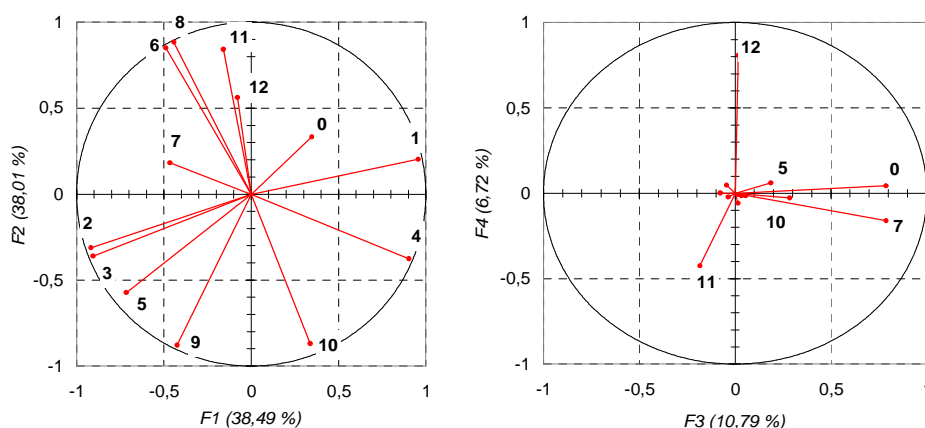
On recherche les variables expliquant au mieux la dispersion du nuages. Donc, 2 variables perpendiculaires sont conservées, les variables fortement corrélées (à proximité du cercle, formant entre elles un angle de 180° ou 0°) sont réduites à 1 variable, en général la plus physique. Les variables loin du cercle sont en général conservées si leur apport est jugé comme indispensable.

Analyse en composantes principales comprenant toutes les variables

Les résultats de l'ACP sont montrés sur la Figure IV-8. Les 4 premiers axes de l'analyse représentent 94% (avec les pondérations considérées) de la dispersion de l'échantillon.

En observant le plan défini par F1 et F2, on constate que certains paramètres sont fortement liés entre eux, de part leur proximité du cercle unité et de leur écart angulaire :

- compacité, masse volumique sèche, teneur en eau ;
- l'état de plasticité, l'état de liquidité et la teneur en eau de l'argile.



Légende

0	$I \alpha$	5	Fl (limon)	9	$\text{Log}(S_d)$
1	w_{LL}	6	ρ_d	10	W
2	w_{PL}	7	S_r	11	Fsf (sable fin)
3	w_{Argile}	8	c	12	Fsg (sable grossier)
4	Fa (argile)				

Figure IV-8 : Résultats de l'analyse en composantes principales (1) - présentation des axes principaux 1, 2, 3 et 4 avec le pourcentage d'interventions des différentes variables.

Pour la première ligne, on conservera la compacité comme variable physique. Sur la seconde ligne, on conservera l'état de liquidité qui semble plus pertinent pour décrire l'état de l'eau au sein du matériau sol.

Analyse en composantes principales successives

Ainsi, on refait une ACP en considérant les variables suivantes : fraction d'argile, fraction de sable fins, fraction de sables grossiers, la fraction de limon, l'état de liquidité, la saturation, la compacité, la surface développée, et l'indice de résistance à l'érosion, soit 9 paramètres.

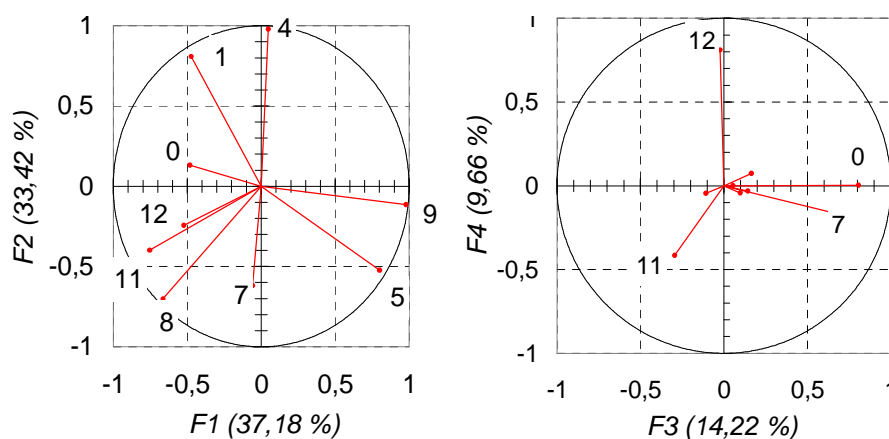


Figure IV-9 : Résultats de l'analyse en composantes principales (2) - présentation des axes principaux 1, 2 avec le pourcentage d'interventions des différentes variables.

En observant la Figure IV-9, on ne voit aucune corrélation forte. Par contre, le plan F3, F4 porte 20% de l'information avec des variables peu corrélées dans ce plan et le plan F1, F2. Les variables conservées sont donc la variable saturation, fractions de sables fins, fractions de sables grossiers. On conserve la fraction d'argile du fait de sa proximité avec le cercle et donc on peut éliminer par construction la fraction de limon. La surface développée est éliminée par construction, avec sa bonne corrélation avec l'axe F1 (déduction possible par les autres variables).

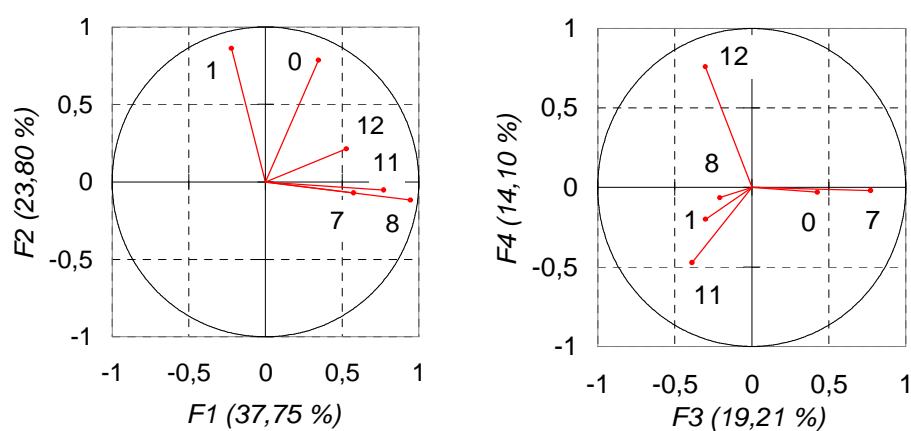


Figure IV-10 : Résultats de l'analyse en composantes principales (3) - présentation des axes principaux 1, 2 avec le pourcentage d'interventions des différentes variables.

En effectuant à nouveau une ACP, sur les variables restantes, on va éliminer la fraction argileuse du fait de la proximité du cercle unité. Ainsi, on aboutit au graphique de la Figure IV-10. Grâce à cette analyse, on élimine les paramètres concernant la fraction de sable. En effet, ces dernières semblent particulièrement représentées par l'axe 3, et 4 ainsi que par l'axe 1. La saturation est quant à elle conservée dans l'analyse du fait qu'elle est peu portée par l'axe 1 et 2 par contre fortement représentée sur l'axe 3.

Donc, il nous reste 3 paramètres pour exprimer l'indice de résistance à l'érosion : la compacité, la saturation et l'état de liquidité. Les fractions de sables seront supposées comme peu représentatives.

b) Construction de corrélations linéaire

Corrélation à 3 paramètres

Avec ces trois paramètres, on construit une relation linéaire avec l'indice d'érodibilité de faible corrélation $R^2 = 0,34$, sans pondérer les échantillons, Figure IV-11.

$$I_{\alpha} = -0,97 + 0,47 w_{LL} - 0,37 c + 5,41 S_r \quad (IV-14)$$

L'ajout de la fraction de sables fins pour l'analyse mène à un R^2 égal à 0,35. Ce qui est peu intéressant. Le fait d'ajouter la variable fraction de sables grossiers et de sables fins conduit à un coefficient de corrélation de 0,39.

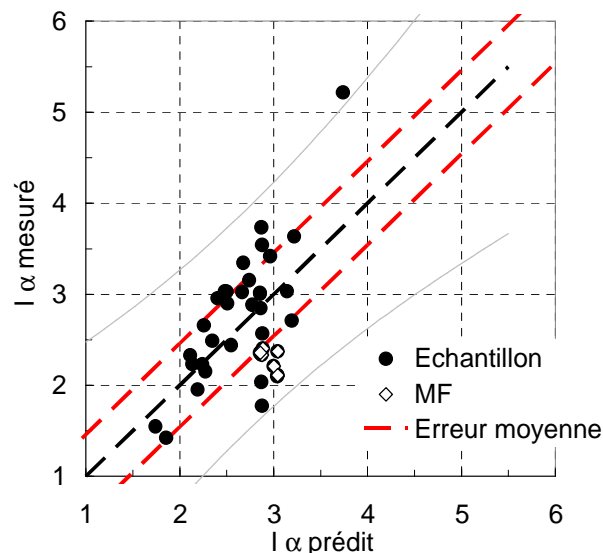


Figure IV-11 : Indice de résistance à l'érosion mesuré en fonction de l'indice de résistance à l'érosion prédit pour la corrélation à 3 paramètres.

En observant les résidus entre la prédiction et la mesure, on s'aperçoit que un sol est représenté avec une erreur redondante et constante dans un sens identique : MF. Le modèle sur-évalue la valeur de l'indice de résistance à l'érosion. Hors ce dernier est dispersif de catégorie D2, avec un grade 4 au crumb-test au bout de 6h. Cela justifie la surévaluation du coefficient du fait d'un sol plutôt dispersif. Les autres sols à problèmes (Mix 0 et Mix 1) concernent le mélange d'argile BC et de L, comme sur l'analyse menée précédemment. Eux se justifieraient d'après la présence d'un élément aux caractéristiques mécaniques surprenantes : le Loess. Le sol TF qui est notée comme très dispersif au « pin-hole test » ne ressort pas de l'analyse, ce qui est étonnant.

Corrélation à 3 paramètres en séparant les argiles dispersives

Donc, on reconstruit la corrélation en supprimant de l'analyse le sol MF. Le coefficient de corrélation obtenue vaut 0,592.

$$I_{\alpha} = -2,31 + 0,69 w_{LL} + 1,41 c + 6,07 S_r \quad (IV-15)$$

On constate que le fait de supprimer ce sol dispersif conduit à diminuer la constante, mais cette diminution est compensée par une augmentation des coefficients. Etant donné l'impact de la dispersion sur la corrélation, une ACP est menée sur les sols à tendances dispersives au « pin-hole test » MF et TF.

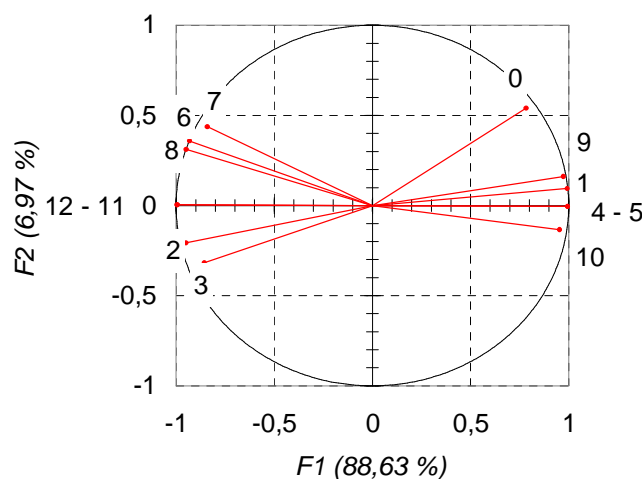


Figure IV-12 : Résultats de la première analyse en composantes principales pour les sols dispersifs - présentation des axes principaux 1, 2.

Sur une première analyse (Figure IV-12) avec l'ensemble des variables, pour les sols dispersifs, la fraction argile et la fraction de limons ont les mêmes projections. L'information est identique, on supprime la fraction argile. Idem pour les sables, on supprime la fraction de sables grossiers. On procède ainsi par élimination jusqu'à obtenir 3 – 4 variables.

Sur une deuxième analyse, pour les sols dispersifs, les sables fins et limons portent une information identique. De plus, la surface développée est à proximité de la fraction d'argile. On garde seulement la surface développée pour la granulométrie. On constate que l'état de liquidité et l'état de plasticité, ainsi que la teneur en eau sont corrélées. On conserve la variable état de plasticité.

Suite à une troisième analyse, on va supprimer la variable masse volumique sèche. En effet, l'information sera portée par la compacité.

Suite à la quatrième analyse on supprime la variable surface développée. Cette dernière sera représentée par l'état de plasticité.

On aboutit à la corrélation linéaire suivante qui possède un coefficient $R^2 = 0,84$.

$$I_{\alpha} = 5,69 - 12,73 w_{PL} - 4,59 c + 4,68 S_r \quad (IV-16)$$

On constate que la constante est très élevée, et que pour ces sols l'érodibilité aurait tendance à décroître avec la compacité. Mais, le degré de saturation réhausse la valeur. Si on considère les 3 variables prédictives précédentes, la corrélation admet un coefficient de corrélation de 0,81.

$$I_{\alpha} = -1,36 + 8,69 w_{LL} + 2,68 c + 2,08 S_r \quad (IV-17)$$

On voit que la valeur de la constante proposée est entre les deux constantes définies sur la totalité de l'échantillon et l'échantillon moins le sol MF. Le sol apparaît comme beaucoup plus sensible à la compacité et à l'état de liquidité. Cela est certainement induit par le fait que l'on soit en présence de 2 sols très plastiques au sens de l'indice de plasticité.

On constate que les sols se différencient grâce à 3 variables : compacité, état de liquidité (ou de plasticité), et degré de saturation. Ces dernières permettent d'expliquer une partie des données. Par contre, il est nécessaire pour l'érodibilité de considérer la dispersivité de l'argile au sens du « crumb-test » et du « pin-hole test ».

Ainsi, nous avons proposé deux corrélations une pour les sols dispersifs, une autre pour les sols non dispersifs de 3 paramètres ayant un R^2 de 0,60. Les paramètres qui ressortent sont la teneur en eau de l'argile comparée à une des limites d'Atterberg, la compacité, et le degré de saturation.

Corrélation à 8 paramètres

Après la première analyse en composantes principales, un ensemble de 8 variables semblent appropriés pour expliquer notre indice de résistance à l'érosion.

Ainsi, si on recherche le meilleur modèle explicatif en terme de coefficient de corrélation en sélectionnant entre 2 et 8 variables sur les 12 disponibles. Les variables qui ressortiront seront en partie celle déduite de l'ACP, la Figure IV-8 (corrélée linéairement à l'indice de résistance à l'érosion), et des variables complémentaires expliquant la dispersion, donc dans les autres quadrants de l'ACP.

Les essais sont pondérés en fonction de l'apport de chaque sol en terme de projection du sol sur les axes F1, F2, F3, F4. Si l'élément apporte trop d'information, on le pondérera de 1/3 suivant les cas, sauf cas extrêmes justifiés par rapport à l'observation expérimental, ou la présence d'un homologue avec une plus grande érodibilité.

Ils permettent d'expliquer avec une corrélation linéaire 0,62 (sans pondération) de la dispersion en ajoutant 5 variables contenant de l'information redondante.

$$\begin{aligned}
 I_{\alpha} = & -0,665 \\
 & +0,166 \text{ Fa} + 0,138 \text{ F1} \\
 & -1,971 \text{ w}_{LL} - 8 \cdot 10^{-3} \text{ w}_{\text{Argile}} \\
 & -5,645 \log(S_d) \\
 & + 34,237 \text{ w} + 34,996 \text{ c} - 3,877 \text{ S}
 \end{aligned}
 \tag{IV-18}$$

On constate que l'information ajoutée concerne la composition granulométrique (2 paramètres), la teneur en eau de l'argile, la teneur en eau globale et le logarithme de la surface développée. Ces dernières permettent de mieux expliquer la dispersion. Mais, on n'améliore pas qualitativement l'explication avec 3 paramètres en considérant les sols dispersifs et non dispersifs.

Synthèse

Les paramètres du sol utilisés peuvent être distingués suivant l'échelle d'observation. Ce sont les suivants :

- A l'échelle de l'argile : w_{LL} ; la teneur en eau de l'argile.
- A l'échelle du matériau : les fractions composants le sol ; la surface développée
- A l'échelle du sol compacté : la compacité ; la saturation ; la teneur en eau.

La principale hypothèse de travail utilisée est l'uniformité de la masse volumique solide. Hors, celle-ci peut s'avérer très variable suivant les minéraux et donc la fraction granulométrique. La deuxième hypothèse est l'absorption de l'eau par l'argile.

Le modèle qui ressort à 3 paramètres semble mettre en évidence le rôle de l'eau, et son état au sein du sol, eau liée à l'argile ou non. L'autre paramètre qui est mis en évidence semblant plus rationnel est la compacité.

Les modèles proposés expliquent la même variabilité que ceux proposés par Wan et Fell (2004) pour le HET. L'utilisation du modèle proposé à 8 paramètres améliore la prédiction sur les extrêmes. Par contre, en distinguant les sols à tendance dispersive, des sols non dispersifs, on explique la même quantité d'information.

Une des variables définies dans l'étude est la surface développée qui apparaît comme un paramètre explicatif de la compacité.

La teneur en eau est importante. Elle intervient à toutes les échelles. L'intérêt de l'étude est de l'avoir utilisée à différentes échelles y compris à l'échelle de l'argile. Sur cette base, il est possible de construire un paramètre état de liquidité w_{LL} qui permet de différencier les comportements du sol : état hydrique « déficitaire » et état hydrique « excédentaire ». Le comportement des sols à état hydrique « déficitaire » est difficilement quantifiable de manière linéaire avec les paramètres employés, une forte variation est observée avec un paramètre constant (Figure IV-5, Figure IV-7). Un seul paramètre ne peut prédire leur comportement.

Dans le cadre d'une autre étude, il serait souhaitable d'étudier la minéralogie de l'argile et son impact sur la structure. La fraction de sable n'intervient pas en tant que paramètres. Par contre les fractions argileuses et limoneuses interviennent.

Cette partie a essayé d'expliquer l'indice de résistance à l'érosion à proximité de l'optimum Proctor normal (teneur en eau = $w_{opt} \pm 1,5\%$) à partir de paramètres géotechniques. Dans la partie suivante vont être étudiés les effets que peuvent induire sur l'érodibilité (via l'indice de résistance à l'érosion) :

- un compactage à différentes teneurs en eau et à différentes énergies, donc la compacité.
- la variation du degré de saturation et son influence sur l'indice de résistance à l'érosion.

2 Variation de la sensibilité à l'érosion pour un sol compacté dans un état différent de l'optimum Proctor

Le comportement des sols est étroitement dépendant de son état de compactage. Or à l'échelle de l'ouvrage, l'état de compactage peut s'avérer être inhomogène et au cours de la vie de l'ouvrage une variation naturelle de l'état hydrique peut être constatée. En conséquence l'objet de cette partie est la caractérisation de la variabilité de l'indice de résistance à l'érosion en fonction de la modification de l'état de compactage et de la saturation.

Nous présentons l'analyse des résultats de la campagne d'essais couplant la mesure d'érodibilité à d'autres caractéristiques géotechniques. Cette campagne est basée sur une préparation des échantillons de sol compactés dynamiquement (énergie normale ou modifiée) avec différentes teneurs en eau. L'indice de résistance à l'érosion est étudié en fonction de l'énergie de compactage, de la teneur en eau et de la saturation. Des paramètres complémentaires seront mesurés en fonction de la teneur en eau et comparés à l'indice de résistance à l'érosion.

De manière systématique, lorsque deux grandeurs sont représentées en fonction de la teneur en eau au compactage, l'échelle située à gauche du graphique correspond à l'indice de résistance à l'érosion.

Conformément aux éléments énoncés dans la partie précédente, la masse de sol érodé est calculée par :

$$M_{sol\ érodé} = \rho_d \frac{M_{érodée\ immergée}}{(1 + w)\rho_d - \rho_w} \quad (IV-19)$$

Après la saturation, la mesure de la prise de masse de l'échantillon permet de corriger la valeur de sa teneur en eau.

L'étude partira de la notion de masse volumique sèche et donc de compacité pour un sol donné, pour aboutir sur l'influence de la saturation et de la méthode de saturation sur l'indice de résistance à l'érosion. Différents sols sont testés.

2.1 Compactage à différentes teneur en eau et indice de résistance à l'érosion

Les sols utilisés pour cette étude sont des sols naturels : P2, P3, L, et des sols reconstitués à partir de matériaux naturels : Mix 1, ou de référence : K20 S80, K50 S50. Le

sol L occupe une place particulière du fait de sa position extrême dans l'analyse statistique. Le sol P2 est compacté avec deux énergies différentes : Proctor normal (P2 NP) et Proctor modifié (P2 MP).

Les courbes masse volumique sèche et indice de résistance à l'érosion sont présentées en fonction de la teneur en eau au compactage pour les six sols testés de la Figure IV-13, à la Figure IV-18.

a) Masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau

Le sol admet une compacité optimale pour une teneur en eau donnée, définissant un degré de saturation optimal après compactage. Le pic de masse volumique est plus ou moins marqué suivant les sols. La teneur en eau, w_{opt} , pour laquelle ce maximum est observé, varie suivant le type de sol.

Concernant le sol P2 NP, une des valeurs semble se distinguer. Une de explications possibles est une utilisation du sol P3 au lieu de P2 par inadvertance.

Les sols K20 S80 et L possèdent une courbe de masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau de forme plutôt triangulaire. La faible présence de fraction argileuse pourrait expliquer ce phénomène.

b) Indice de résistance à l'érosion en fonction de la teneur en eau

Du côté sec, c'est-à-dire pour une teneur en eau inférieure à la teneur en eau de l'optimum Proctor, la sensibilité à l'érosion des sols testés décroît (I_{α} augmente). Du côté humide, deux comportements distincts peuvent être observés :

- Pour les sols K20 S80 et K50S50, la sensibilité à l'érosion s'accroît.
- Pour les sols P2 NP et P2 MP, la sensibilité à l'érosion reste relativement stable et elle décroît pour les sols L et Mix 1.

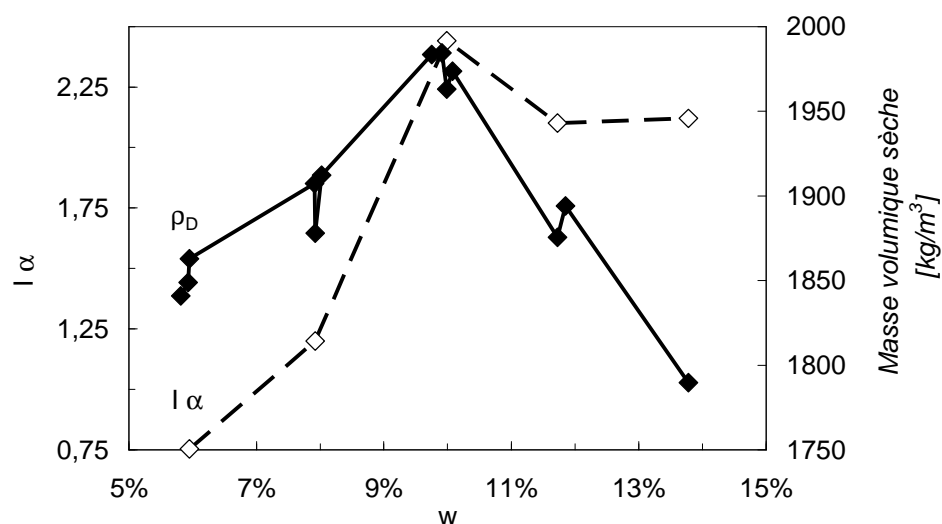


Figure IV-13 : Présentation de l'indice de résistance à l'érosion, et de la masse volumique sèche, en fonction de la teneur en eau massique du mélange 20% Kaolin – 80 % Sable de Fontainebleau.

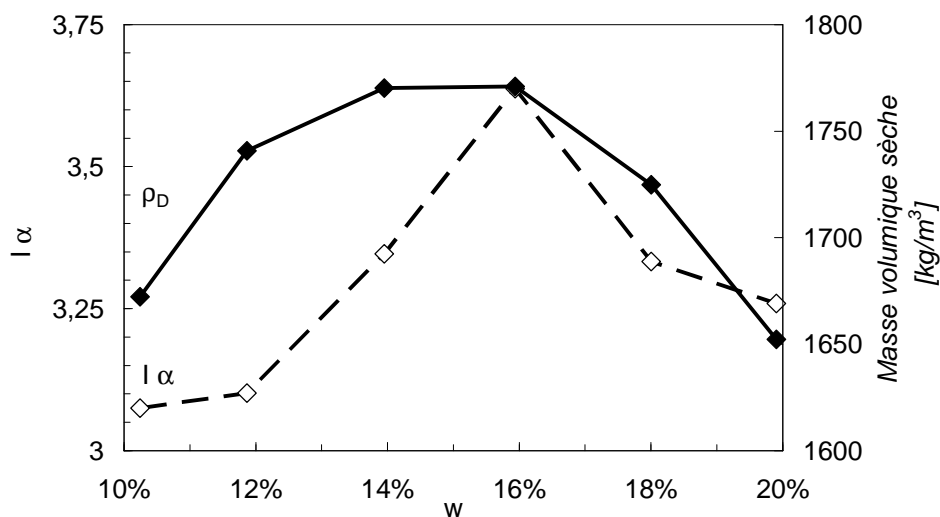


Figure IV-14 : Présentation de l'évolution de l'indice de résistance à l'érosion, et de la masse volumique sèche, en fonction de la teneur en eau massique du mélange 50% Kaolin – 50% Sable de Fontainebleau.

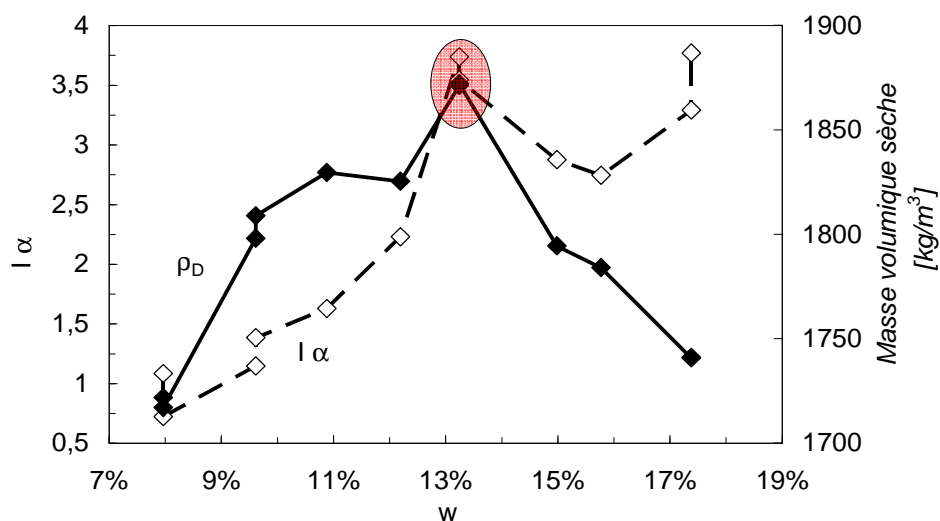


Figure IV-15 : Présentation de l'évolution de l'indice de résistance à l'érosion, et de la masse volumique sèche, en fonction de la teneur en eau massique du matériau sol naturel P2 – énergie de compactage Normale (N).

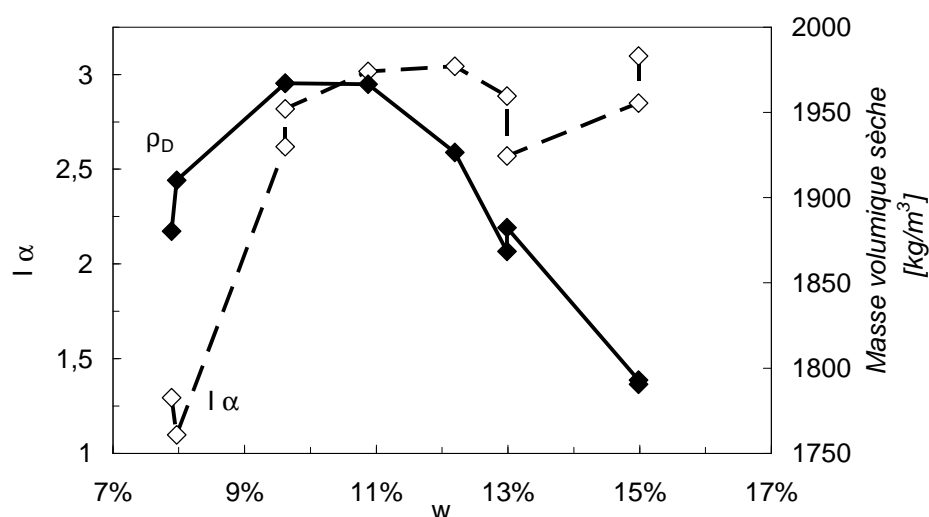


Figure IV-16 : Présentation de l'évolution l'indice de résistance à l'érosion, et de la masse volumique sèche, en fonction de la teneur en eau massique du matériau sol naturel P2 – énergie de compactage Modifiée (M).

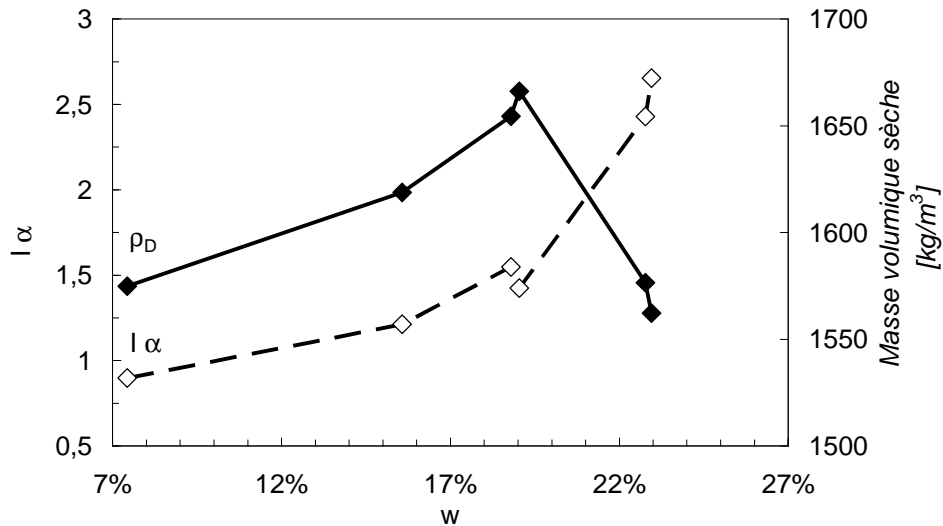


Figure IV-17 : Présentation de l'évolution de l'indice de résistance à l'érosion, et de la masse volumique sèche, en fonction de la teneur en eau massique du matériau sol naturel L.

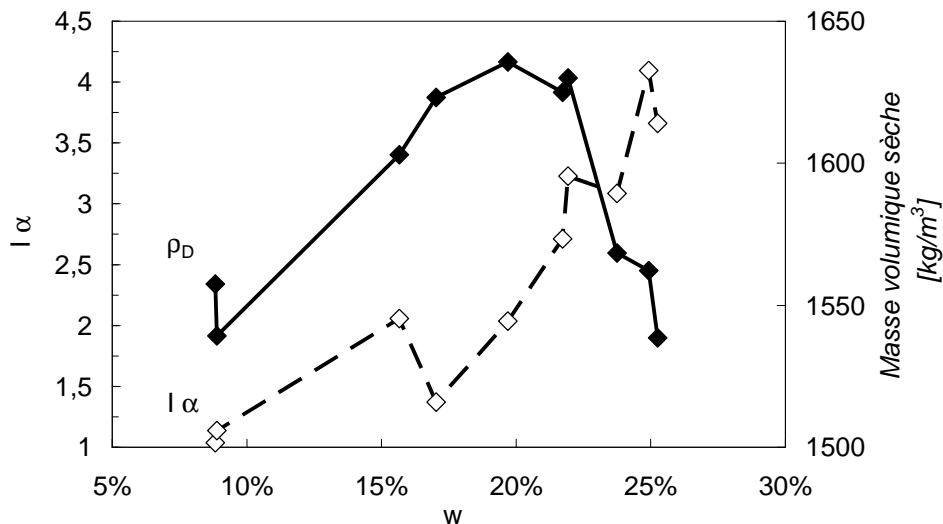


Figure IV-18 : Présentation de l'évolution de l'indice de résistance à l'érosion, et de la masse volumique sèche, en fonction de la teneur en eau massique du matériau sol reconstitué Mix 1.

Ainsi seuls deux sols, Mix 1 et L, ne présentent pas un minimum d'érodibilité. Pour eux, l'indice de résistance à l'érosion semble augmenter avec la teneur en eau et cette augmentation est plus prononcée après l'optimum de teneur en eau. Cette différence est certainement induite par la présence de sol L, qui comme nous l'avons vu au chapitre précédent, présente une forte surface développée.

Pour les sols P2 et P3, une évolution similaire a été mesurée au Bureau of Reclamation entre le HET et le JET (Wahl et Erdogan, 2008) pour les coefficients d'érosion. Par contre, les optima d'érodibilité sur le coefficient d'érosion k_d semblent plus marqués que dans le cas présenté ci-dessus.

En conclusion, vis-à-vis de l'évolution de la masse volumique sèche, la sensibilité à l'érosion n'évolue pas de manière unique pour tous les sols testés et il convient d'affiner l'étude. La masse volumique sèche ne peut être considérée comme un paramètre suffisamment explicatif. Pour considérer cette dernière, il est nécessaire de se positionner par rapport à la teneur en eau optimale, et donc à la saturation post-compaction.

c) Différence de sensibilité à l'érosion entre le côté sec et le côté humide

La différence entre la valeur maximale et la valeur minimale de l'indice de résistance à l'érosion est calculée. Pour l'ensemble des sols testés, cette différence varie de 0,6 à 3 (Tableau IV-5).

Sols	I α			IP	Fraction argileuse [%]
	Minimum	Maximum	Maximum - Minimum		
Mix 1	1,0	4,1	3,1	11	21,8
L	0,9	2,7	1,8	NP	6,8
K50 S50	3,1	3,6	0,6	13	17,9
K20 S80	0,8	2,4	1,7	NP	12,1
P2 MP	1,1	3,1	2,0	4	13,0
P2 NP	0,7	3,8	3,0	4	13,0
P3	1,4	4,1	2,7	15	26,0

Tableau IV-5 : Tableau synthétique de variation de l'indice de résistance à l'érosion avec la teneur en eau.

Dans le but de tenir compte à la fois de l'indice de plasticité et de la limite de liquidité, la différence maximale d'indice de résistance à l'érosion est tracée en fonction des projections par rapport à la ligne A (IP=0,73 (LL-20)) du diagramme de Casagrande (voir Figure III-1). Sur la Figure IV-19 sont représentées les valeurs de la différence de I α en fonction des projections sur la ligne A et sur la Figure IV-20, en fonction des projections perpendiculaires à la ligne A-A partir de ces représentations et de la classification de Casagrande, nous pouvons en conclure que la variabilité d'érodibilité s'accroît avec l'accroissement de la plasticité. A l'inverse la variabilité décroît pour les sols plus éloignés de la ligne A. Par contre, les sols K50 S50 et P2 compacté avec l'énergie modifiée ne sembleraient pas être identifiables à ce comportement.

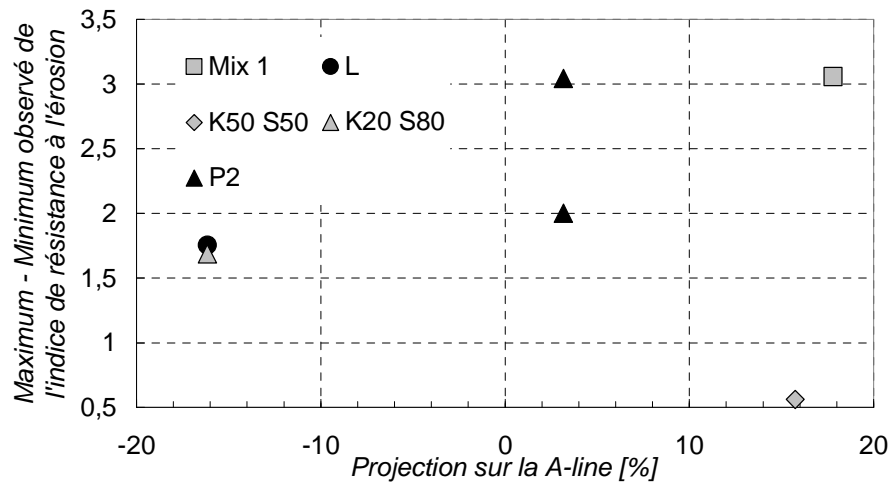


Figure IV-19 : Différence maximale d'érodibilité en fonction de la projection sur la ligne A.

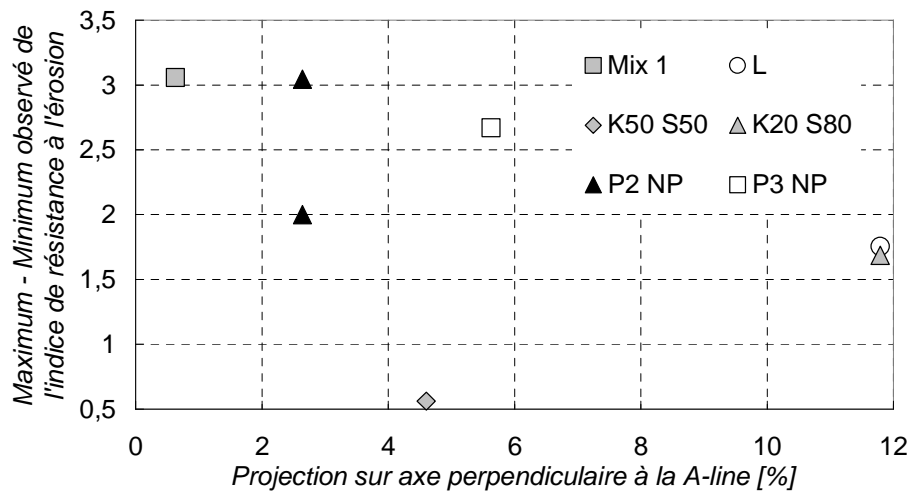


Figure IV-20 : Différence maximale d'érodibilité en fonction de la projection sur la direction perpendiculaire à la ligne A.

La minéralogie de l'argile, la différence de comportement lors du compactage sont probablement les facteurs explicatifs complémentaires.

2.2 Compactage à différentes énergies et sensibilité à l'érosion

Cette section va présenter l'analyse de l'influence de l'énergie de compactage sur l'indice de résistance à l'érosion. Le sol P2 est compacté avec deux énergies distinctes. Conformément aux résultats classiques présents dans la littérature, l'accroissement de l'énergie de compactage permet d'accroître la densité sèche, et la teneur en eau optimale diminue.

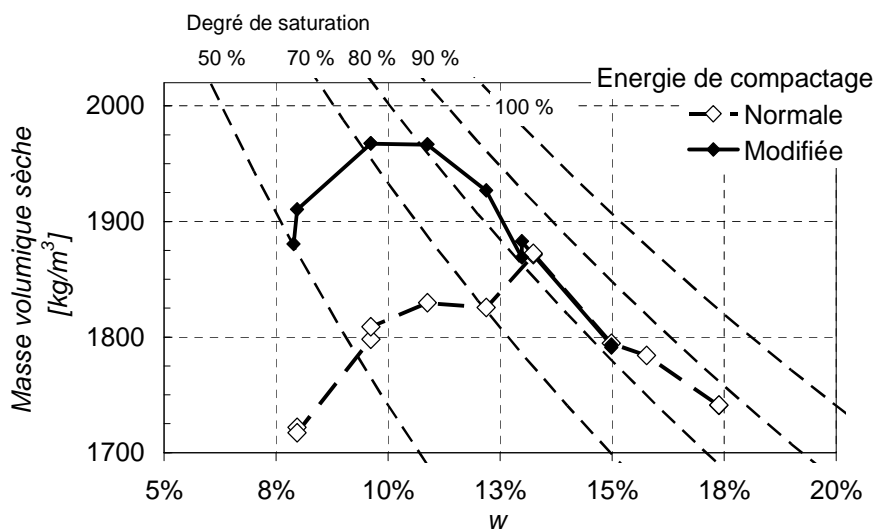


Figure IV-21 : Masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau et représentation des courbes iso-saturation.

Si le sol est compacté avec une teneur en eau supérieure à la teneur en eau optimale pour l'énergie considérée, la masse volumique sèche décroît avec la teneur en eau en suivant une courbe de saturation constante. Cette saturation ne varie pas en fonction de l'énergie ; ainsi, pour un sol donné on peut définir une saturation optimale dans le cadre d'un compactage dynamique.

Si la teneur en eau est inférieure à la teneur en eau optimale, la masse volumique sèche semble évoluer en suivant le gradient de saturation dans le plan masse volumique sèche, teneur en eau.

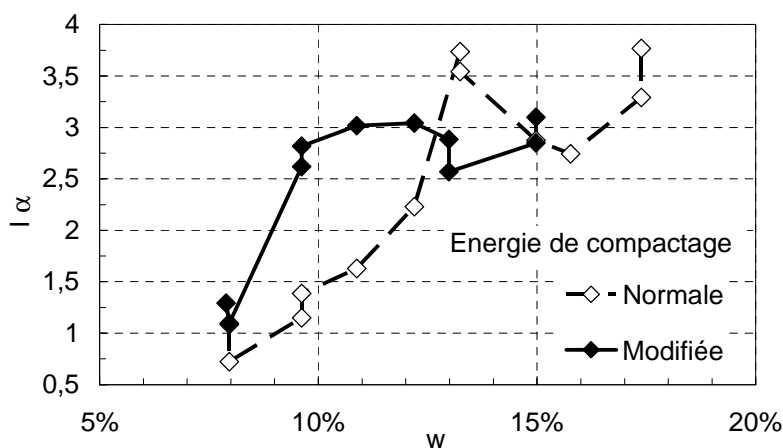


Figure IV-22 : Indice de résistance à l'érosion en fonction de l'énergie de compactage.

L'analyse des variations de l'indice de résistance à l'érosion en fonction de la teneur en eau indique que pour les deux énergies de compactage :

- du côté sec ($w < 13\%$ pour l'énergie normale et $w < 11\%$ pour l'énergie modifiée), la sensibilité à l'érosion décroît (I_α augmente) lorsque la teneur en eau augmente
- par contre du côté humide, la sensibilité à l'érosion est globalement constante.

L'évolution de la masse volumique sèche peut expliquer la différence d'érodibilité observée du côté sec. Par contre, la masse volumique sèche ne peut pas expliquer les différences de sensibilité à l'érosion côté sec et côté humide. En effet, à même masse volumique sèche côté sec et côté humide, le sol est plus sensible à l'érosion côté sec que côté humide.

Pour tenter d'expliquer cette différence de sensibilité, nous étudions l'effet de la saturation. Sur la Figure IV-23, l'évolution de l'indice de résistance à l'érosion est représentée en fonction du degré de saturation pour un compactage à énergie normale et modifiée pour le sol P2. Pour les deux énergies de compactage, l'indice de résistance à l'érosion est tout à fait comparable et s'accroît avec la saturation.

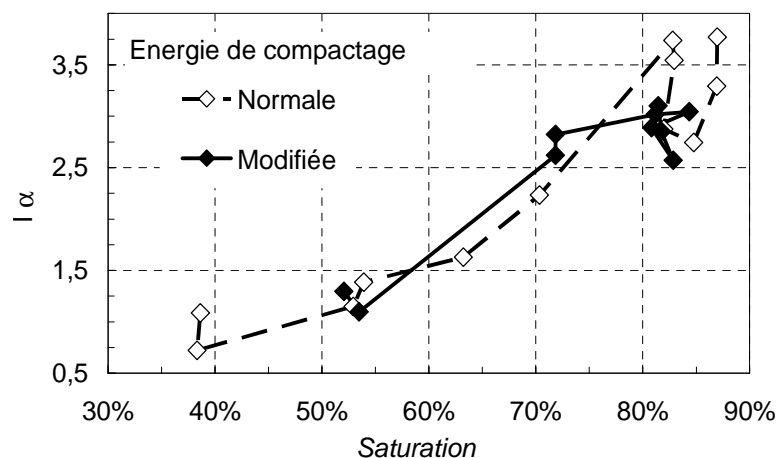


Figure IV-23 : Evolution de l'indice de résistance à l'érosion en fonction du degré de saturation atteint après un compactage à énergie normale et un compactage à énergie modifiée, cas du sol P2.

Il est possible de voir le compactage comme une absorption d'énergie par le squelette granulaire et l'eau :

- Du côté sec, l'énergie mécanique du compactage est utilisée pour diminuer la compacité. La teneur en eau aurait pour effet de lubrifier les grains et diminuer les effets capillaires.

- A l'optimum, l'arrangement des grains est le plus compact possible pour l'énergie de compactage considérée : c'est-à-dire que l'on a une absorption optimale de l'énergie par le sol.
- Au-delà de l'optimum, une légère augmentation de la teneur en eau conduit à augmenter l'énergie dissipée par le fluide ce qui s'accompagne d'une diminution de la compacité. Au finale cette « ventilation » de l'énergie conduit à un degré de saturation identique.

Les effets de l'eau se feront aussi sentir sur la formation de micelles autour de l'argile au sein du matériau compacté. Selon Lambe (1958), une argile pure compactée du côté sec et du côté humide ne possède pas la même texture (effets sur la perméabilité). Cette texture diffère avec un arrangement aléatoire des particules d'argile du côté sec et une orientation privilégiée des particules du côté humide.

Par conséquent, du côté sec, la différence d'érodibilité entre une énergie normale et modifiée serait expliquée par la compacité. Du côté humide, l'explication de l'érodibilité semble plus à rapprocher de la saturation optimale et du comportement des matériaux en présence d'eau.

Pour approfondir cette étude de l'influence de la saturation, préalablement à l'essai d'érosion, les échantillons sont saturés juste après le compactage.

2.3 Saturation - imbibition et sensibilité à l'érosion

L'étape de saturation des échantillons à volume constant ou non a été menée sur les sols P2, K20 S80 et Mix 1. Pour les sols compactés avec une teneur en eau initiale inférieure à l'optimum Proctor, la prise de masse est importante, aussi bien dans le cas d'une imbibition que suite à un essai de perméabilité. Par contre pour une teneur en eau supérieure à l'optimum Proctor, des problèmes pour saturer l'échantillon sont rencontrés. Les hypothèses d'explications proposées sont des vitesses différentes de dissipations de pression interstitielle et la présence de pores occlus plus nombreux du côté humide.

Par ailleurs l'existence d'un degré de saturation limite de l'ordre de 90% lors d'un compactage dynamique semble justifier cette présence de pores occlus.

Si la phase de saturation est effectuée à volume constant ou par imbibition à déformation libre, les effets sur la sensibilité à l'érosion sont différents. Les effets de la saturation à volume constant sur l'indice de résistance à l'érosion semblent identiques quelque

soit le sol (Figure IV-24, Figure IV-25, Figure IV-26). Du côté sec, la saturation améliore la résistance du sol, tandis que du côté humide elle semble la diminuer.

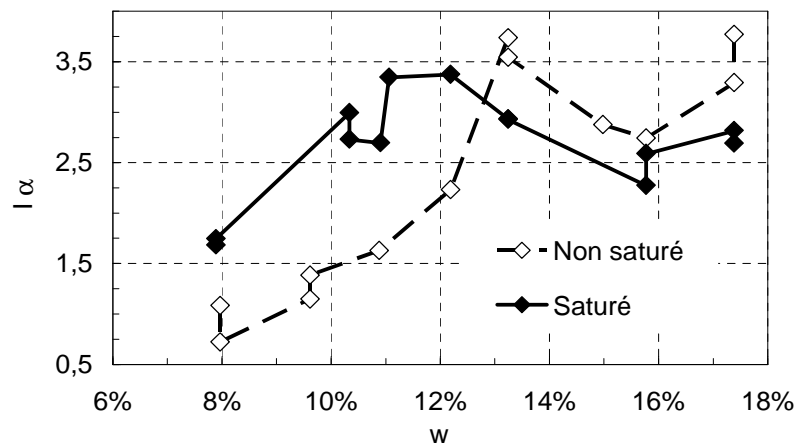


Figure IV-24 : Effets de la saturation à volume constant sur l'indice de résistance à l'érosion, sol P2.

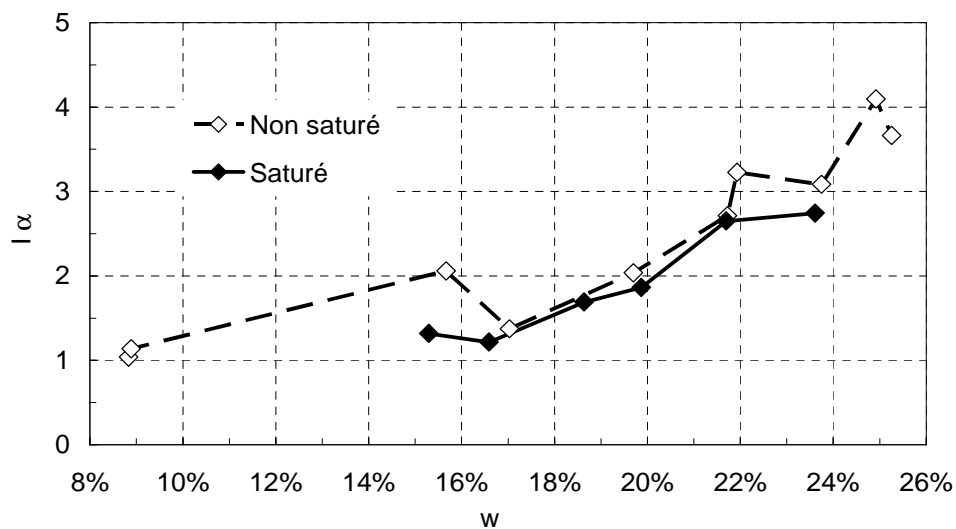


Figure IV-25 : Effets de la saturation à volume constant sur l'indice de résistance à l'érosion, sol Mix 1.

En expérience semi confiné ou par immersion, du côté sec, l'imbibition déstabilise le sol et l'indice de résistance à l'érosion décroît (Figure IV-26).

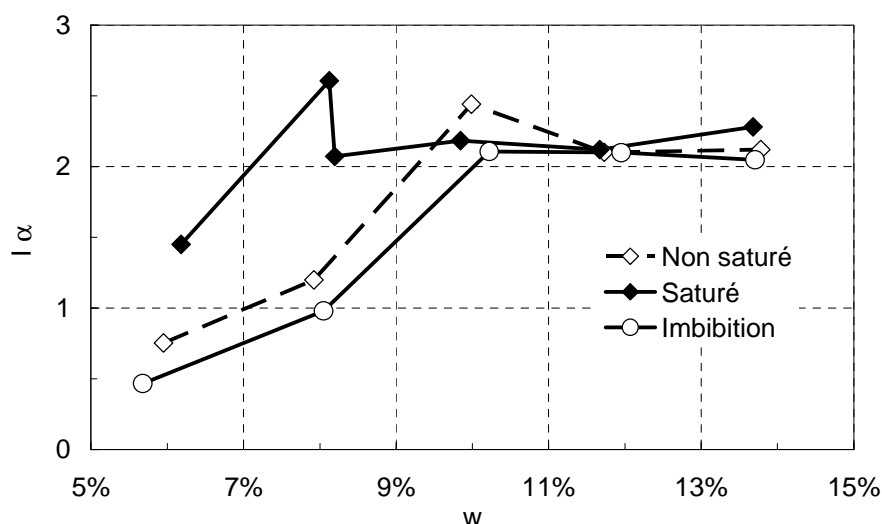


Figure IV-26 : Effets de la saturation à volume constant l'indice de résistance à l'érosion et effets d'une imbibition (18h – 20 h), sol K20 S80.

Si on observe les courbes de la masse érodée en fonction du temps pour différents types de saturation (Figure IV-27), la saturation diminue de manière significative la sensibilité à l'érosion. Nous pouvons aussi noter que la sensibilité à l'érosion augmente dans le cas d'un sol imbibé.

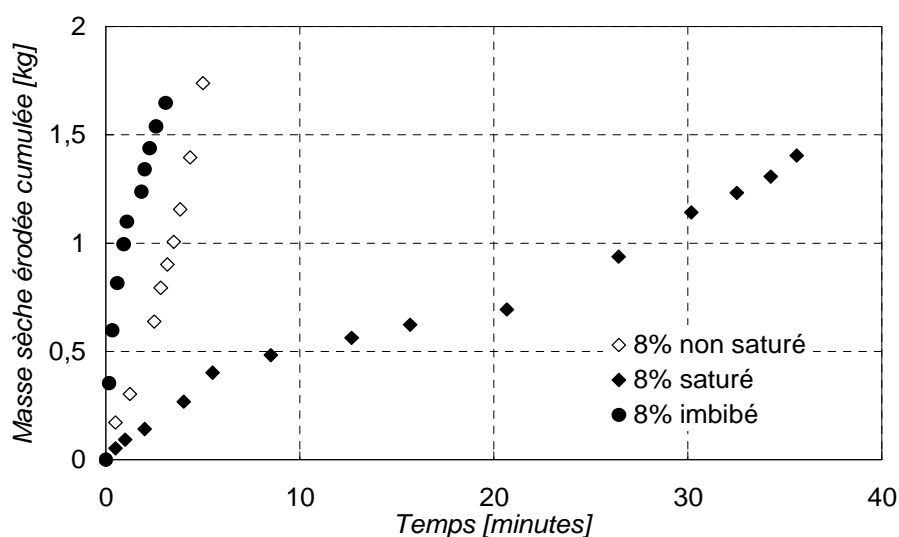


Figure IV-27 : Evolution de la masse érodée sèche en fonction du temps, sol K20 S80.

La notion de « double couche » autour des plaquettes d'argiles, (Mitchell, 1993) peut expliquer cet effet de l'imbibition. Du côté sec, cette double couche est peu développée. Le fait d'injecter de l'eau conduit à augmenter la taille de cette double couche. Si le milieu est non confiné, l'augmentation de l'épaisseur de cette double couche conduit à un gonflement de l'échantillon, et donc à une diminution de la masse volumique sèche. Si on empêche le gonflement, l'eau aura tendance à aller entre les particules d'argile, et le volume de sol

gardera une compacité constante. L'eau sera mise en commun entre plusieurs particules d'argile. Cela créera une certaine « carence » en eau. Cette « carence » en eau de l'argile conduira à stabiliser le sol par rapport aux phénomènes d'érosion en gardant les particules liées entre elles.

Du côté humide, les particules sont déjà hydratées à leur maximum et la double couche est parfaitement développée. Ainsi, la prise de masse sera faible, puisque seuls des pores occlus sont non saturés. La faiblesse de cette prise de masse, explique la constance de la sensibilité à l'érosion, que le sol soit saturé, imbibé ou non.

Par contre, nous pouvons penser que l'accroissement du degré de saturation au delà d'une valeur initiale de 90% (valeur maximale atteinte lors de nos essais) puisse induire une augmentation de la pression interstitielle dans tout l'échantillon et donc une plus grande sensibilité à l'érosion. .

La saturation a tendance à rendre le sol, compacté du côté sec, moins sensible à l'érosion. Plus le milieu sera confiné pour la saturation, moins le sol sera sensible. Une saturation en milieu confiné conduit à une diminution de la sensibilité à l'érosion du côté sec. Si cette saturation est effectuée en milieu moins bien confiné, une augmentation de la sensibilité à l'érosion est observée. Dans le cas confiné, l'eau ajoutée peut stabiliser la structure en comblant le besoin en eau des argiles sans les déstabiliser.

Le lien entre la sensibilité à l'érosion et l'observation d'une zone limitée par l'influence de l'imbibition pose la question concernant le lien entre la cinétique d'érosion et la vitesse de percolation d'où la mesure de perméabilité.

2.4 Sensibilité à l'érosion, cohésion et perméabilité

Sur les sols K50 S50 et K20 S80, des essais complémentaires à celui de l'érodibilité ont été menés : mesure de cohésion non drainée et perméabilité.

a) Cohésion non drainée- non saturée et indice de résistance à l'érosion

Du côté sec, les cohésions non drainées (mesurées au scissomètre sur les faces du moule Proctor) sont plus élevées (Figure IV-28). C'est l'effet des forces capillaires qui est le plus important, du fait de la faible présence d'eau par rapport à la surface. De par cette évolution de la cohésion non drainée, aucune corrélation avec l'indice de résistance à l'érosion n'apparaît pour les deux sols testés (Figure IV-29).

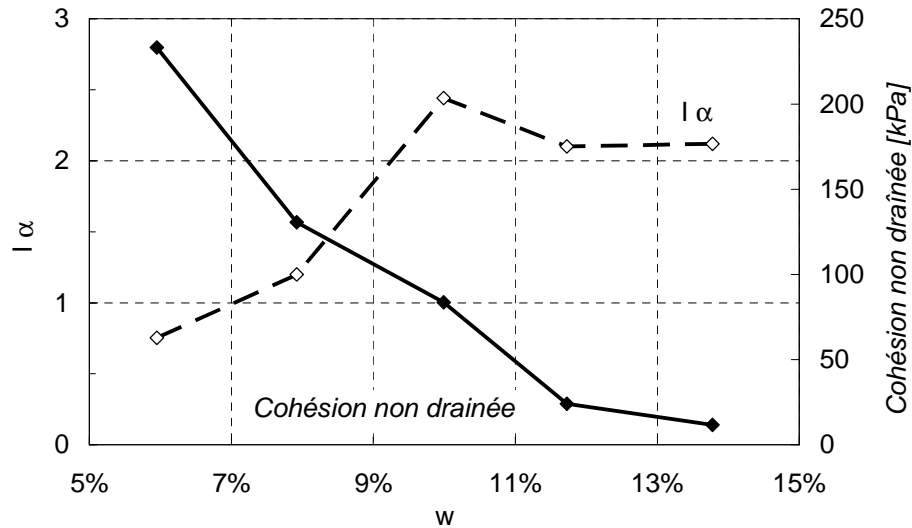


Figure IV-28 : Indice de résistance à l'érosion et cohésion non drainée en fonction de la teneur en eau, sol K20 S80.

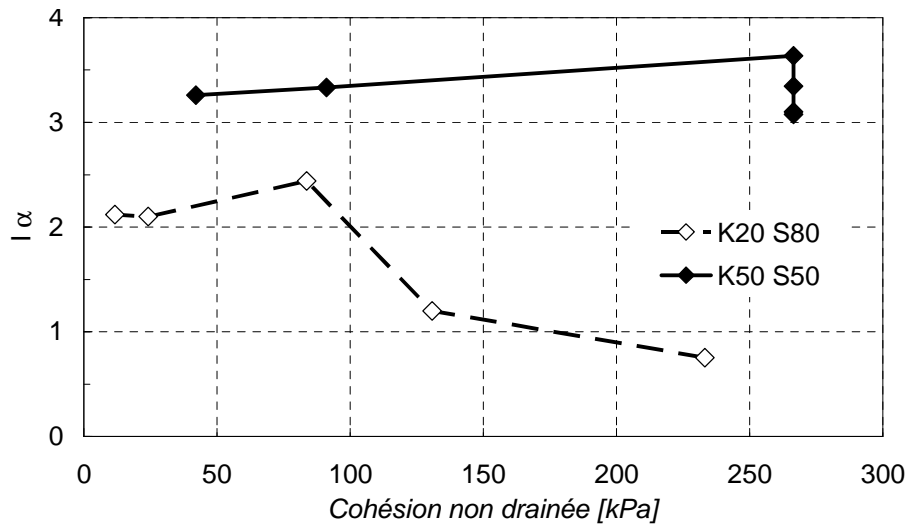


Figure IV-29 : Indice de résistance à l'érosion en fonction de la cohésion non drainée, sols K20 S80 et K50 S50.

b) Perméabilité et indice de résistance à l'érosion

Sur les 2 mélanges sablo-argileux K50 S50 et K20 S80, la perméabilité a été mesurée pour les différents échantillons compactés. Sur la Figure IV-30 est représentée l'évolution de la perméabilité en fonction de la teneur en eau au compactage pour le sol K20 S80.

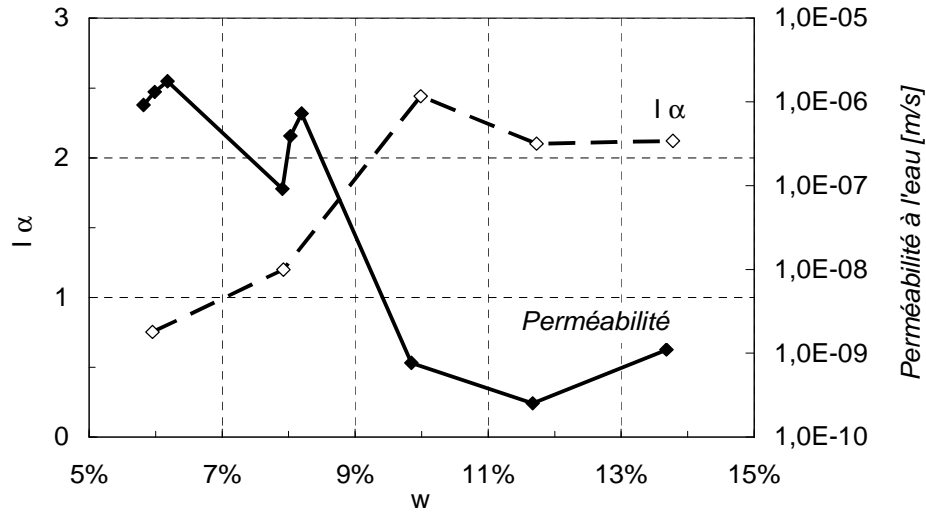


Figure IV-30 : Indice de résistance à l'érosion et perméabilité en fonction de la teneur en eau au compactage, sol K20 S80.

Nous pouvons observer que la perméabilité décroît d'un facteur 1000 entre 6% et 10% de teneur en eau, puis qu'elle semble se stabiliser. La perméabilité représentée sur la Figure IV-30 traduit aussi une variation de masse volumique. En aucun cas, la masse volumique n'est pas constante entre les différentes teneurs en eau. En effet, l'échantillon est le résultat d'un compactage Proctor avec la teneur en eau donnée. Cette évolution nous conduit à confronter la perméabilité avec l'indice de résistance à l'érosion (Figure IV-31).

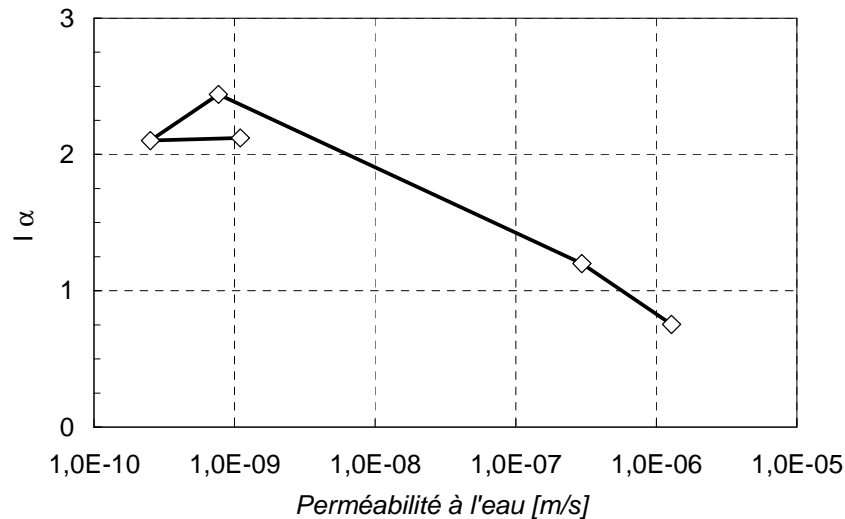


Figure IV-31 : Indice de résistance à l'érosion en fonction de la perméabilité, sol K20 S80.

Pour ce sol testé, la perméabilité apparaît être un paramètre linéairement corrélé (équation (IV-20)) avec l'indice de résistance à l'érosion.

$$I_{\alpha} = -0,1764 \log(k[m/s]) - 1,5339 \quad (R^2 = 0,9202, n = 5) \quad (IV-20)$$

Cependant, deux nuages de point se distinguent sur la Figure IV-31. Ces deux nuages se différencient par un saut de teneur en eau de 2% autour de l'optimum Proctor. Cela pourrait être induit par une différence de structure.

Pour les autres types de sols, cette corrélation devra être redéfinie systématiquement. Par ailleurs elle ne permettra pas de différencier les sols faiblement et fortement sensibles à l'érosion. En conséquence cette corrélation doit être considérée comme une caractérisation complémentaire à notre modèle de corrélation entre les différents paramètres physiques et I_{α} défini pour les sols à l'optimum Proctor.

3 Synthèse de la caractérisation de la sensibilité à l'érosion

L'analyse menée de l'influence des différents paramètres sur la sensibilité à l'érosion aboutit à trois principaux résultats :

- Pour les différents sols compactés au voisinage de l'optimum Proctor ($w = \text{optimum} \pm 1,5 \%$), les paramètres physiques prépondérants ont été identifiés et une loi de corrélation linéaire a été proposée entre l'indicateur de résistance à l'érosion et 3 paramètres ayant un R^2 de 0,60 en distinguant les sols dispersifs à l'essai du « pin-hole test ». Les 3 paramètres sont la compacité, la teneur en eau de l'argile comparée à la limite de liquidité et le degré de saturation.
- La variation de la sensibilité à l'érosion de part et d'autre de l'optimum Proctor pourrait être estimée en partie par la mesure de la perméabilité du sol. Ce qui rejoindrait la notion de compacité en y faisant intervenir la surface développée.
- De part et d'autre de l'optimum Proctor, l'influence de la saturation à volume constant et de l'imbibition ont été mises en évidence. Ces effets ne sont pas identiques pour tous les sols et dépendent notamment de la plasticité. Ce constat montre la nécessité de caractériser la sensibilité à l'érosion du sol dans les différents états de saturation qu'il peut atteindre sur site.
- L'effet du degré de saturation est de première importance, et le cycle de l'eau vue par un ouvrage ou de sécheresse peut impliquer des vitesses d'érosion différentes.

La nécessité de tenir compte de l'état de l'eau au sein du sol semble mise en évidence par l'effet de la saturation sur la résistance à l'érosion. Le lien existant entre l'érosion et la perméabilité semble aussi aller dans ce sens. La présence des argiles ainsi que leur nature semblent régir en partie le comportement vis-à-vis de l'érosion.

4 Perspectives pour la caractérisation de la sensibilité à l'érosion

4.1 Pour l'amélioration de la caractérisation

Dans le cadre d'une meilleure appréhension de la résistance à l'érosion, il est nécessaire de caractériser l'état de l'eau au sein de la matrice de sol, ainsi que de développer ou améliorer des procédés de mesure existants.

L'amélioration de la compréhension de la sensibilité à l'érosion et notamment des écarts observés entre les états sec et humide du matériau nécessitera aussi certainement une caractérisation très fine de la structure. Cette approche à l'échelle microscopique devrait faciliter la définition d'une expression faisant intervenir des paramètres mesurables à l'échelle macroscopique.

Dans le cadre de la recherche d'une expression paramétrique de la sensibilité à l'érosion valide pour tout type de sol, tout état de compactage et de saturation, il conviendrait de mesurer systématiquement la perméabilité. Cette mesure doit être effectuée sous très faible gradient hydraulique pour éviter tout phénomène de suffusion au cours de la mesure. Pour les matériaux argileux, cela signifie l'utilisation préalable de « dioxyde de carbone » tel que suggérer pour la saturation d'éprouvettes triaxiales, ou autres méthodes, ainsi que d'importantes durées d'essais.

4.2 En terme d'améliorations métrologiques

La précision des analyses de l'influence des différents paramètres sur l'érodibilité a été améliorée par la pesée des échantillons immergés. Afin d'améliorer encore la précision de la mesure, il conviendrait de pouvoir ajuster l'horizontalité. Un jeu de pesons parfaitement lisses et de volume connu permettrait d'avoir une référence. Ainsi, avant une mesure il serait possible de vérifier la réponse du système. Le support devrait être réalisé dans un matériau plus rigide que le PVC. Ces précautions permettraient certainement d'éviter les phénomènes qui parasitent la mesure, notamment le fluage du support.

Chapitre V Conclusion et Perspectives

1 Conclusion sur le travail effectué

La rupture d'ouvrages hydrauliques en terre peut avoir des conséquences coûteuses et dramatiques. Les deux mécanismes principaux de rupture de ces ouvrages sont la surverse et l'érosion interne et plus spécifiquement le renard. Face à ce constat, des appareils et des méthodes d'interprétation associées ont été développés afin de caractériser la sensibilité des sols à l'un de ces deux mécanismes d'érosion d'interface.

Dans le but de caractériser la sensibilité des sols à l'érosion d'interface de manière unique, indépendamment de l'appareil utilisé et donc du mécanisme modélisé, une confrontation est menée entre deux érodimètres : le Hole Erosion Test et le Jet Erosion Test. Une campagne d'essais avec ces deux appareils est effectuée sur douze sols différents qui sont compactés de manière dynamique avec différents états hydriques.

Suivant une première approche, les méthodes d'interprétation des essais présentes dans la littérature sont utilisées. Ces méthodes d'interprétation reposent sur la caractérisation de la contrainte hydraulique de cisaillement par le calcul. Cette notion de contrainte hydraulique a été validée pour des configurations très différentes des essais d'érosion. Par ailleurs, la quantité de sol érodé est partiellement quantifiée dans le cas du JET, et dans le cas du HET elle n'est qu'estimée. La confrontation ainsi réalisée met en évidence des écarts importants entre les deux appareils. Le rapport des coefficients d'érosion: $k_{d\text{ JET}} / k_{d\text{ HET}}$ est de 20 en moyenne et le rapport des contraintes critiques $\tau_{c\text{ HET}} / \tau_{c\text{ JET}}$ peut varier de 10 à 100. Les méthodes utilisées aboutissent donc à une caractérisation de la sensibilité des sols à l'érosion qui dépend de l'appareil utilisé.

Suivant une deuxième approche, nous proposons une analyse énergétique des essais HET et JET qui s'appuie sur les données mesurées. L'énergie dissipée par le fluide lors d'un essai est déterminée et l'érosion est quantifiée par la mesure de la masse érodée. Cette analyse de l'érosion comme un transfert d'énergie permet la caractérisation de la sensibilité du sol indépendamment de l'appareil utilisé, JET ou HET. Ainsi l'analyse énergétique semble s'appuyer sur les caractéristiques intrinsèques de l'érosion d'interface.

A partir de l'ensemble des essais effectués avec le JET et des caractérisations physiques des sols testés, une analyse statistique des données dans un état proche de l'optimum de compactage est menée. Cette analyse aboutit sur 3 paramètres qui sont la teneur en eau de l'argile comparée avec la limite de liquidité, la compacité, et le degré de saturation. En construisant deux corrélations linéaires avec ces 3 paramètres, distinguant les argiles dispersives des non dispersives, on aboutit à un coefficient de corrélation R^2 de 0,60.

L'érodibilité serait donc défini d'après les variables suivantes :

- à l'échelle de l'argile : w_{LL} , la teneur en eau de l'argile,
- à l'échelle du matériau : les fractions composants le sol, la surface spécifique,
- à l'échelle du sol compacté : la compacité, la saturation, la teneur en eau.

La sensibilité à l'érosion de part et d'autre de l'optimum Proctor a été étudiée et elle a été complétée par des essais de résistance au cisaillement et de perméabilité. Les principaux résultats de l'étude sont :

- la mise en évidence de l'influence de la saturation à volume constant et de l'imbibition.
- cette influence sur l'érodibilité n'est pas identique pour tous les sols et dépend notamment de la plasticité. Il apparaît donc nécessaire de caractériser la sensibilité à l'érosion du sol dans ses différents états de saturation.
- cette étude a montré la possibilité d'estimer la variation de la sensibilité à l'érosion de part et d'autre de l'optimum Proctor par la mesure de la perméabilité.

L'ensemble des résultats obtenus contribue à la compréhension fondamentale de la sensibilité du sol à l'érosion d'interface, qu'elle soit générée par un essai HET ou JET. Il contribue également à la caractérisation de la sensibilité à l'érosion d'interface en fonction des paramètres physiques des sols. Ce travail participe donc à la gestion des risques pour les ouvrages en terre.

2 Perspectives

La réalisation de cette étude ouvre de nombreuses perspectives de recherche. La confrontation d'érodimètres qui a été menée et l'unification résultante de la classification à l'érodibilité pour le HET et le JET invitent à confronter l'érosion d'interface avec d'autres mécanismes d'érosion.

L'analyse des essais paramétriques nous a amené à nous interroger sur la structure du sol à l'échelle microscopique dont la quantification constitue encore une réelle interrogation. D'une manière plus générale, l'amélioration de la compréhension des mécanismes d'érosion va nécessiter des instrumentations plus fines avec une automatisation des essais pour accroître la répétitivité des essais en limitant l'influence de l'opérateur. Si cette confrontation aboutit à une classification unique ou à défaut à une correspondance des échelles de classification, cela donnerait la possibilité de caractériser des matériaux non cohésifs que le JET ou le HET ne permettent pas de tester.

Les essais réalisés sur site au cours de cette période d'étude (non détaillés dans ce manuscrit) ont montré d'une part la capacité qu'offre le JET à caractériser les sols en place, d'autre part la possibilité de caractériser des matériaux autres que les sols consolidés du Génie Civil. Cet appareil peut être utilisé dans le cadre plus général du Génie de l'Environnement pour tester des matériaux différents. Comme applications nous pouvons citer la caractérisation de sédiments ou une évaluation de risque de boue torrentielle. Au cours de cette thèse nous avons mené des essais, non présentés dans ce rapport, sur des sédiments déposés dans un bassin de compensation. Ces essais ont permis de vérifier la faisabilité pour ce type d'application. Pour des applications in-situ et de laboratoire, il est possible d'imaginer un protocole basé sur des pas de mesures à temps fixes à différents échelons de charges fixés. L'intérêt serait de s'affranchir de la plage d'énergie fixée au départ et de tester différentes plages.

La collaboration scientifique qui s'est développée entre le Centre d'Ingénierie Hydraulique et l'Institut de recherche en Génie Civil et Mécanique a fait naître une dynamique d'échanges et de réflexions très enrichissante. Nous pouvons espérer que ces bonnes relations se perpétuent et donnent à nouveau l'occasion de convergence forte et fructueuse entre des problématiques de recherche universitaire et de développement industriel.

Références bibliographiques

- Addinsoft *Manuel d'aide du logiciel xlstat* Addinsoft SARL, Paris, 2007, pp. 596.
- Annandale G. W. *Scour Technology : Mechanics and engineering practice*. McGraw-Hill, 2005, pp. 430.
- Annandale G. W. *Erodibility* Journal of Hydraulic Research/De Recherches Hydrauliques, 1995, vol. 33, n° 4, pp. 471-494.
- Arulanandan K., Krone R. B., Loganathan P. *Pore and eroding fluid influences on surface erosion on soil*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1975, vol. 101, n° 1, pp. 51-66.
- Ballais J.-L., Marre A., Mietton M., Miossec A., Morin S., Valads B., Veyret Y. *L'érosion entre nature et société* Sedes, 1998, pp. 344, Collection Dossier des Images Economiques du Monde.
- Baume J.-P., Belaud G., Vion P.-Y. *Hydraulique pour le génie rural* Notes de Cours. Ecole Nationale Supérieure d'Agronomie – Cemagref, 2006, pp. 179.
- Beltaos S., Rajaratnam. N. *Impinging circular turbulent jets* Journal of the Hydraulics Division, 1974, HY10, pp. 1313-1328.
- Bendahmane F. *Influence des interactions mécaniques eau-sol sur l'érosion interne* Rapport de thèse de Doctorat, Université de Nantes - Institut GeM UMR 6183, 2005, pp. 135.
- Bendahmane F., Marot D., Alexis A. *Experimental parametric study of suffusion and backward erosion* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2008, vol. 134, n°1, pp. 57-67.
- Benhamed N. *Laboratory tests procedures and result* Présentation orale, European Working Group on internal erosion, St Petersburg, 2009.
- Berney S. E. IV *A partially saturated constitutive theory for compacted fills* Ph. D. thesis report, Purdue University - Engineer Research and Development Center - Vicksburg, 2004, pp. 313.
- Blais J.-P. *Typologie de l'érosion interne et érosion interne des digues fluviales : une courte revue bibliographique*. Ingénieries, 2005, numéro spécial « Sécurité des digues fluviales et de navigation », Cemagref, pp. 65-70.
- Blaisdell F. W., Anderson C. L., Hebaus G. G. *Ultimate dimension of local scour* Journal of the Hydraulics Division, 1981, vol. 107, n° 3, pp. 327-337.
- Bois P., Obled C. *Introduction au traitement des données en hydrologie* Cours INPG-Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique Mécanique Grenoble, 2003, pp. 262.
- Bonelli S., Brivois O. *The scaling law in the hole erosion test with a constant pressure drop* International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2008, vol. 32, n° 13, pp. 1573-1595.

Bonelli S. (coord.), Philippe P., Benhamed N., Fry J.-J., Marot D., Courivaud J.-R., Reiffsteck P., Chevalier C., Duc M., Pham T. L., Faure Y. H., Benamar A., Wang H. *Axe 1 : essais en laboratoire* Rapport final de l'ANR-PGCU ERINOH, 2009, pp. 94.

Boussaid K. *Sols intermediaires pour la modélisation physique : Application aux fondations superficielles* Rapport de thèse de Doctorat, Universités de Nantes – L.C.P.C., 2005, pp. 286.

Braudeau E. *Méthode de caractérisation pédo-hydrrique des sols basée sur l'analyse de la courbe de retrait* Cahiers ORSTOM, 1988, vol. 24, n° 3, pp. 179-189, Série pédologie.

Briaud, J.-L., Ting F. C. K., Chen H. C., Cao Y., Han S. W., Kwak K. W. *Erosion function apparatus for scour rate predictions* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, vol. 127, n° 2, pp. 105-113.

Briaud J.-L. *Case histories in soil and rock erosion: Woodrow wilson bridge, brazos river meander, Normandy cliffs, and New Orleans levees* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2008, vol. 134, n° 10, pp. 1425-1447.

Bureau of Reclamation - United States Department of The Interior *Design of Small dams* Water resources technical publication, 1987, pp. 860.

Bureau of Reclamation - United States Departement of The Interior *Earth Manual part II* Water resources technical publication, 1990, pp. 1281.

Chapuis R. P. *Use of rotational erosion device on cohesive soils* Transportation Research Record, n°1089, 1986, pp. 23-28.

Colebrook C. F., White C. M. *Experiments with Fluid Friction in Roughened Pipes* Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences 1937, n°161 (906), pp. 367-38.

Darcy H. *Les fontaines publiques de la ville de Dijon, Exposition et Application des Principes à suivre et des formules à employer* ed. Dalmont, Librairie des corps impériaux des ports et chaussées et des mines, 1856.

Darve F. (sous la direction de) *Manuel de Rhéologie des géomatériaux* Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1987, pp. 402.

Degoutte G. (coordination) *Petits barrages recommandations pour la conception la réalisation et le suivi* coédition Cemagref éditions-ENGREF (format numérique), 2002, pp. 175.

Delage P., Cui Y.-J. *Comportement mécanique des sols non saturés* Techniques de l'ingénieur, 2001, C302, pp. 19.

Duby C., Robin S. *Analyse en composantes principales* cours INA-PG, Paris, 2006, pp. 52.

Fell R., Fry J.-J. (editors) *Internal Erosion of Dams and Their Foundations* selected and reviewed papers from the workshop on internal erosion, rencontres d'Aussois, France, 25–27 April 2005, Taylor and Francis, 2007, pp. 245.

Foster M., Fell R. *Assessing embankment dam filters that do not satisfy design criteria* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, vol. 127, n°5, pp. 398-407.

Foster M., Fell R., Spannagle M. *The statistics of embankment dam failures and accident* Canadian Geotechnical Journal, 2000, vol. 37, n°5, pp. 1000-1024.

Fry J.-J. (ed.) *Internal Erosion: Typology, Detection, Repair* numéro spécial Barrages et Reservoirs n° 6, Comité Français des Grands Barrages, 1997, pp. 126.

Hanson G. J., Hunt S. L. *Lessons learned using laboratory jet test method to measure soil erodibility of compacted soils* Applied Engineering in Agriculture, 2007, vol. 23 n°3, pp. 305-312.

Hanson G. J., Cook K. R. *Apparatus, Tests procedures, and analytical methods to measure soil erodibility in-situ* Applied engineering in Agriculture, 2004, vol. 20, n° 4, pp. 455-462.

Hanson G. J., Robinson K.M., et Cook K. R. *Scour below an overfall : Part II. Prediction* transactions of the American Society of Agricultural Engineers, 2002, vol. 45, n° 4, p. 957-964.

Hanson G. J., Robinson K. M., Temple D. M. *Pressure and stress distributions due to a submerged impinging jet* Hydraulic Engineering - Proceedings of the 1990 National Conference, 1990, pp. 525-530.

Hanson G. J., Simon A. *Erodibility of cohesive streambeds in the loess area of the midwestern USA* Hydrological Processes, 2001, vol. 15, no.1, pp. 23-38.

Henensal P., Duchatel F. *L'érodimètres à jets mobiles* Bulletin de liaison du L.C.P.C., L.C.P.C., 1990, n°167, pp. 47-52.

Höeg K., Løvoll A., Vaskinn K. A. *Stability and breaching of embankment, dams: field tests on 6 meter high dams* The International Journal on Hydropower and Dams, Aqua Media International, 2004, vol. 5, Issue 5, pp 85-89.

Idel'Cik *Coefficients de pertes de charge singulières et de pertes de charge par frottement* 3^{ème} ed., Eyrolles-E.d.F., 1986, pp. 504, Direction des études et recherches d'Electricité de France (E.d.F.).

Jepsen R., Roberts J., Lick W. *Effects of bulk density on sediment erosion rates* Water, Air, and Soil Pollution, 1997, vol. 99, n°1, pp. 21-31.

Homobono N., Berteaud P., Masse H. *Arrêté du 12/06/2008 définissant le plan d'étude de dangers des barrages et des digues et en précisant le contenu* Journal Officiel, 19/06/2008, Code de l'environnement, France.

Kenney T. C., Lau D. *Internal stability of granular filters* Canadian Geotechnical Journal, 1985, vol. 22, n° 2, pp. 215-225.

Kirsten H. A. D. *Classification system for excavations in natural materials* Civil Engineer in South Africa, 1982, vol. 24, n°7, pp. 293-308.

Krinitzsky E. L., Turnbull W. J. *Loess deposits of Mississippi* Geological Society of America, Special papers n°. 94, New York, 1967, pp. 64.

Lafleur J. *Filter testing of broadly graded cohesionless tills* Canadian Geotechnical Journal, 1984, vol. 21 n°4, pp. 634-643.

Lambe T. W. *Clay structure : engineering behavior* Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division – Proceedings, 1967, vol. 84, SM2, paper 1655, pp. 718-731.

Le Hir P. *Aide mémoire de dynamique sédimentaire* Cours de dynamique sédimentaire, Université de Bretagne Occidentale-I.F.R.E.MER, 2008, pp. 74.

Le Hir P., Cann P., Jestin H., Bassoullet P. *Une instrumentation légère pour la mesure d'érodibilité des sédiments vaseux ou sablo-vaseux* IX Journée Nationale de Génie Civil et de Génie Côtier, Société Hydrotechnique de France – Paralia, 2006, pp. 539-546.

Lee L. T., Wibowo J. L., Taylor P. A., Glynn M. E. *In situ Erosion Testing and Clay Levee Erodibility.*, Environmental and Engineering Geoscience, 2009, vol. 15, n°2, pp. 101-106.

Lefebvre G., Rohan K., Milette J.-P. 1986. *Erosivity of intact clay : influence of the natural structure* Canadian Geotechnical Journal, 1986, vol. 23, n°4, pp. 427-434.

Li M., Fannin J. *Comparison of two criteria for internal stability of granular soil* Canadian Geotechnical Journal, 2008, vol. 45, n° 9, pp. 1303-1309.

Lim S. *Experimental investigations of erosion in variably saturated clays* Ph-D thesis report, University of New South Wales, Australia; 2006, pp. 197.

Lim S., Khalili N. *An Improved Rotating Cylinder Test Design for Laboratory Measurement of Erosion in Clayey Soils* Geotechnical Testing Journal, 2009, vol. 32, n°3, pp. 232-238.

Marot D., Bendahmane F., Rosquoet F., Alexis A. *Internal Flow Effects on Isotropic Confined Sand-Clay Mixtures* Soil and Sediment Contamination, 2009, 8, n°3, pp. 294-306.

Milikan C. B. *A critical discussion of turbulent flows in channels and circular tubes* Proceedings of the 5th international Congress of Applied Mechanics, Cambridge Massachussets, 1938, pp. 386-392.

Mitchell J. K. *Fundamentals of soil behavior* 2nd ed., John Wiley and sons, New York, 1993, pp. 437.

Mitchell J. K., Hooper D. R., Campanella R. G. *Permeability of compacted clay* Journal of the Soil Mechanics and Foundations - Proceedings, 1965, paper 4392, vol. 91, SM4, pp. 41-65.

Middlebrooks T. A. *Earth-dam practice in the United States* Transactions of A.S.C.E., 1953, vol. 118 paper n°2620, pp. 697-722.

Moody L. F. *Approximate formula for pipe friction factors* Mechanical Engineering, 1947, vol. 69, n°12, pp. 1005-1006.

Nielsen P. *Coastal bottom boundary layers and sediment transport* Advanced series on ocean engineering vol. 4, World Scientific, 1992, pp. 324.

Nikuradse J. *Laws of flow in rough pipes* Technical memorandum 1292 (traduction de 1950), N.A.C.A., 1933 pp. 63.

Oda A., Mizuyama T., Miyamoto K., Hasegawa Y. *The estimate method of erosion rate of cohesive materials (CRL – AET)* 4th International Conference on Scour Engineering, Tokyo, 2008, pp. 430-435.

Padet J. *Fluides en écoulement : Méthodes et modèles* Masson, Paris, 1991, pp. 359, Collection Enseignement de la physique

Panagiotopoulos I., Voulgaris G., Collins M. B. *The influence of clay on the threshold of movement of fine sandy beds* Coastal Engineering, 1997, vol. 32, , pp. 19-43.

Papamichos E., Vardoulakis I. *Sand erosion with a porosity diffusion law* Computers and geotechnics, 2005, vol. 32, n° 1, pp. 47-58.

- Partheniades E. *Erosion and Deposition of Cohesive Soils* Journal of Hydraulics Division, 1965, vol. 91, pp. 105-139.
- Pham T. L., Chevalier C., Duc M., Reiffsetck P., Guedon S. *Development of a new test to characterize dispersion of soil* 4th International Conference on Scour Engineering, Tokyo, 2005, pp. 436-441.
- Pham T. L. *Erosion et dispersion des sols argileux par un fluide* Rapport de thèse de doctorat, E.N.P.C.-L.C.P.C., 2008, pp. 214.
- Raudkivi A.J., Tan S.K. *Erosion of cohesive soils* Journal of Hydraulic Research, 1984, vol. 22, n°4, pp. 217-233.
- Repair Evaluation Maintenance Rehabilitation program *Technical note n°GT SE – 1.2 : Water Erodibility Jet Measurement Device* Waterways Experiment Station – Vicksburg (ERDC – Vicksburg), 1985.
- Sherard J. L., Dunnigan L. P. *Critical filters for impervious soils* Journal of Geotechnical Engineering, 1989, vol. 115, n°7, pp. 927-947.
- Sherard J. L., Dunnigan L. P., Talbot J. R. *Filters for silts and clays* Journal of Geotechnical Engineering, 1984, vol. 110, n°6, pp. 701-718.
- Shugar D., Kostaschuk R., Ashmore P., Desloges J., Burge L. *In situ jet-testing of the erosional resistance of cohesive streambeds* Canadian Journal of Civil Engineering, 2007, vol. 34, pp. 1192-1195.
- Soutter M., Mermoud A., Musy A. *Ingénierie des eaux et du sol* Presses Polytechniques Romandes, 2007, pp. 450.
- Terzaghi K., Peck R. B. *Soil Mechanics in Engineering Practice* John Wiley and sons, New York, 1948, pp. 566.
- Terzaghi K. *Der Grundguch an Stauwerken und seine Verhütung (The failure of dams by piping and its prevention)* Die Wasserkraft, 1922, vol. 17, pp. 445-449.
- Tomassone R., Andrieu S., de Turckheim E. *La régression : nouveaux regards sur une ancienne méthode* Masson, Paris, 1992, pp. 188, Collection : Actualités scientifiques et agronomiques de l'I.N.R.A..
- Vardoulakis I., Stavropoulou M., Papanastasiou P. *Hydro-mechanical aspects of the sand production problem* Transport in porous media, 1996, vol. 22, n° 2, pp. 225-244.
- Vardoulakis I. *Sand production : Mathematical modelling* European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2006, vol. 10/6-7, pp. 817-828.
- Wahl T., Regazzoni P.-L., Erdogan Z. *Determining erosion indices of cohesive soils with the Hole Erosion Test and the Jet Erosion Test* Dam Safety Office Report DSO-08-05, Bureau of Reclamation - Denver, 2008, pp. 50.
- Wahl T. L., Erdogan Z. *Erosion Indices of Soils Used in ARS Piping Breach Test* Hydraulic Laboratory Report HL-2008-04, Bureau of Reclamation - Denver, 2008, pp. 142.
- Wan C. F., Fell R. 2002. *Investigation of internal erosion and piping of soils in embankment dams by the slot erosion test and the hole erosion test* Report R-412, University of New South Wales, pp. 325.

Wan C. F., Fell R. *Investigation of Rate of Erosion of Soils in Embankment Dams* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, vol. 130, n°4, pp. 373-380.

Warloulzel K. *Caractérisation et comportement des géotextiles pour la lutte contre l'érosion pluviale des sols : étude des mécanismes de protection et compatibilité avec la végétation* Rapport de thèse de doctorat, Université Joseph Fourier - LIRIGM, Grenoble, pp. 211.

White F. M. *Fluid Mechanics.*, 4th ed., Mc Graw-Hill, 1999, pp. 826.

William K. G. *Is there a universal log law for turbulent wall-bounded flows?* Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences, Royal Society Publishing, vol. 365, n°1852, 2007, pp. 789-806.

Wischmeier W. H., Winterkorn H. F., Christensen R. W., Das B., Meyer L. D., Akky M. R., Shen C. K., Arulanandan K., Sargunam A., Loganathan P., Krone R. B., Paaswell R. E. *Soil erosion : causes and mechanisms, prevention and control* Highway Research Board, Special Report, n° 135, 1973, pp. 141.

Wormer J., Torres R. *Investigation of the Hole Erosion Test used to determine erosion indices of soils for evaluating risk of internal erosion in embankment dams* Internal report-version provisoire, Bureau of Reclamation – Denver, 2004, pp. 59.

Wynn T. M., Henderson M. B., Vaughan D. H. *Changes in streambank erodibility and critical shear stress due to subaerial processes along a headwater stream, southwestern Virginia, USA* Geomorphology, vol. 97, n°3-4, 2004, pp. 260-273.

Essais utilisés et normalisation

Sont désignées sous la forme U.S.B.R., les pratiques d'essai issues de l'ouvrage Earth Manual, un essai équivalent (dans l'idée) est donné pour la norme française sous la dénomination NF.

A.F.NOR., Normes des essais en géotechniques.

NF P 94-041//U.S.B.R. 5335 – Granulométrie méthode par voie humide

NF P 94-056//U.S.B.R. 5325 – Granulométrie méthode par voie sèche

NF P 94-057//U.S.B.R. 5330 – Sédimentométrie pour la granulométrie

NF P 94-051//U.S.B.R. 5355 – Limites d'Atterberg, limite de liquidité

NF P 94-051//U.S.B.R. 5360 – Limites d'Atterberg

NF P94-052-1 – Limite de liquidité avec le Fall cône

NF P 94-093//U.S.B.R. 5500 – Essais de compactage dits Proctor

NF P 94-072//U.S.B.R. 5765 – Essais scissométriques de laboratoire

NF P94-512-11 – Essais de perméabilité

U.S.B.R. 5400 – Essai de « crumb test »

U.S.B.R. 5410 – Essai de « pin-hole test »

Système impérial en usage aux Etats-Unis d'Amérique / Système métrique

1 ft \Leftrightarrow 12 inches \Leftrightarrow 0,3048 m

1 inch \Leftrightarrow 0,0254 m

1 lb \Leftrightarrow 0,45359237 kg

1 lbf \Leftrightarrow force développée pour une accélération, équivalente à la gravité, d'une masse de 1 lb.

Annexes

ANNEXES I Comparaison méthode d'analyse du JET.

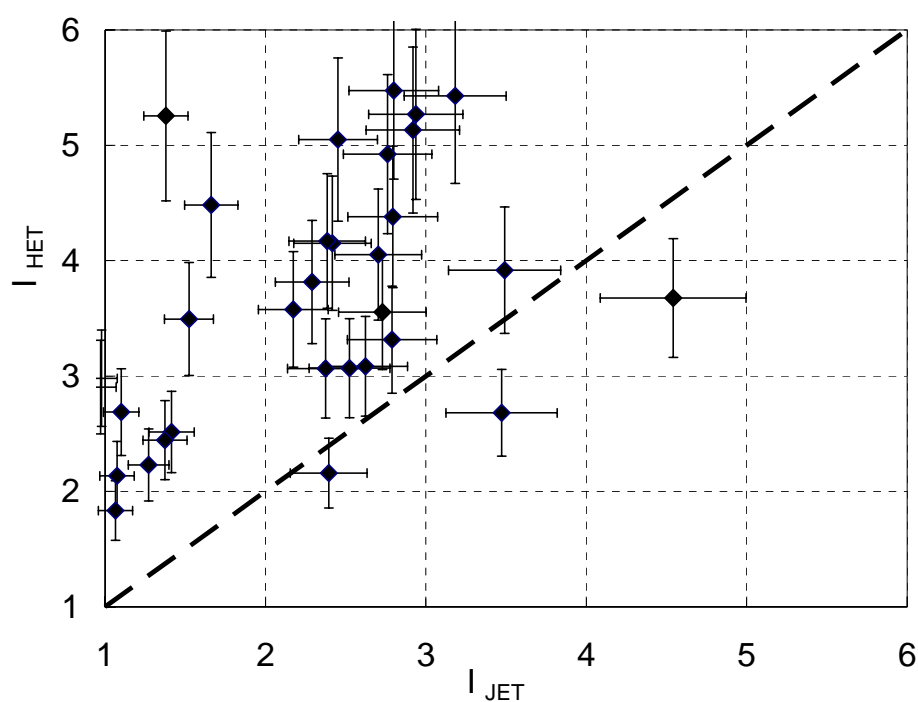


Figure 1 : Comparaison contrainte critique HET et JET avec méthode de S. Bonelli.

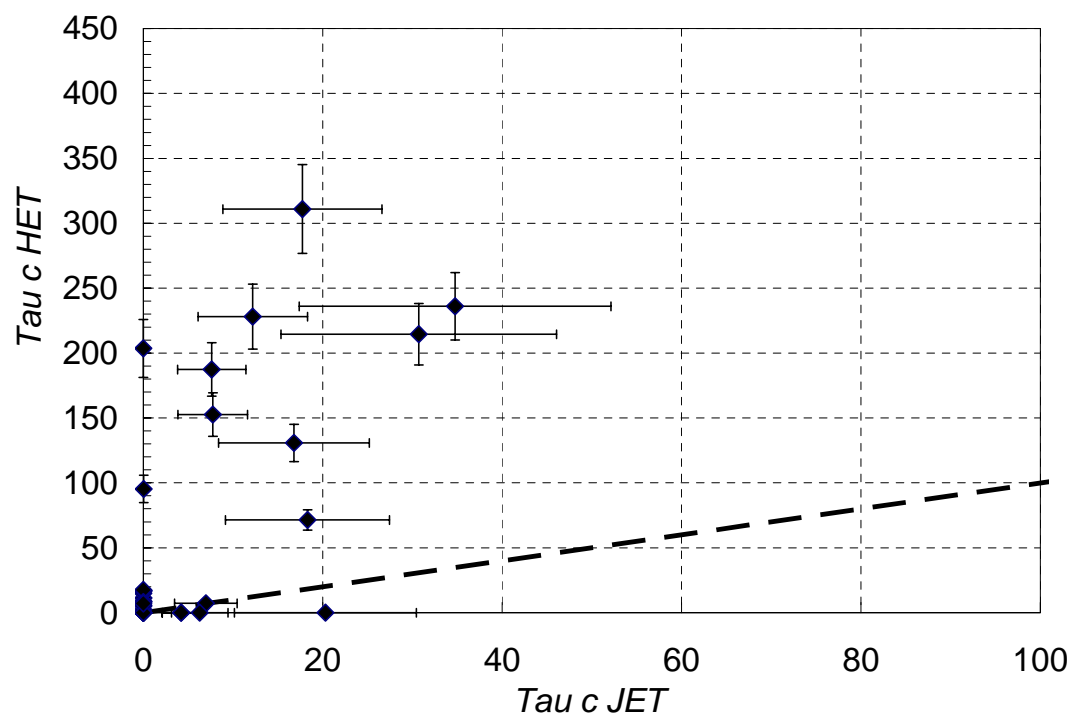


Figure 2 : Comparaison contrainte critique HET et JET avec méthode de S. Bonelli.

ANNEXES II Indice de résistance à l'érosion en fonction de divers paramètres géotechniques.

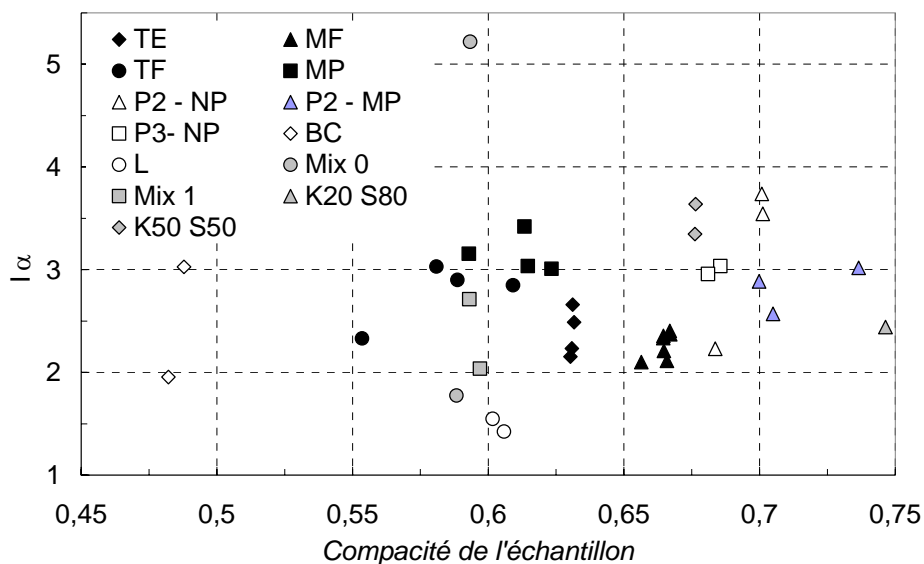


Figure 3 : Indice I_α en fonction de la compacité.

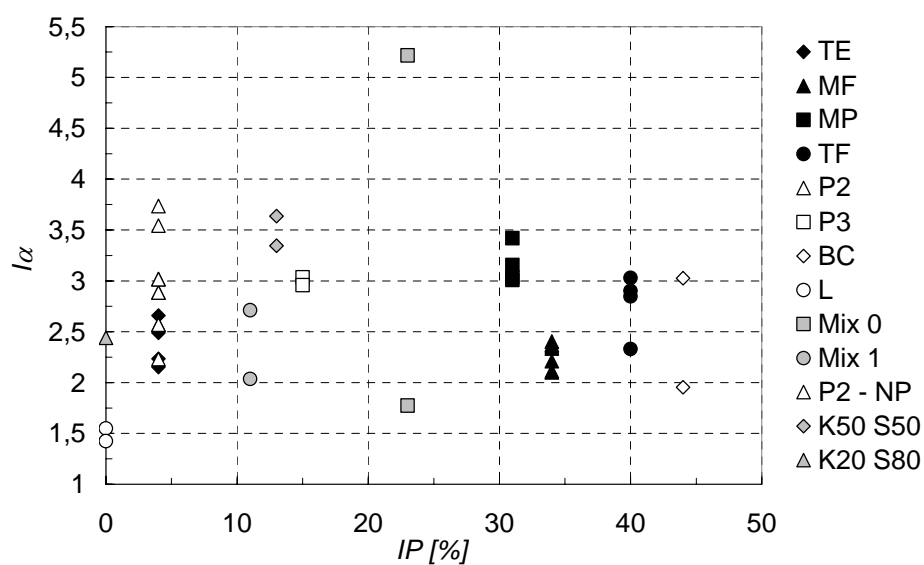


Figure 4 Indice de sensibilité à l'érosion en fonction de l'indice de plasticité.

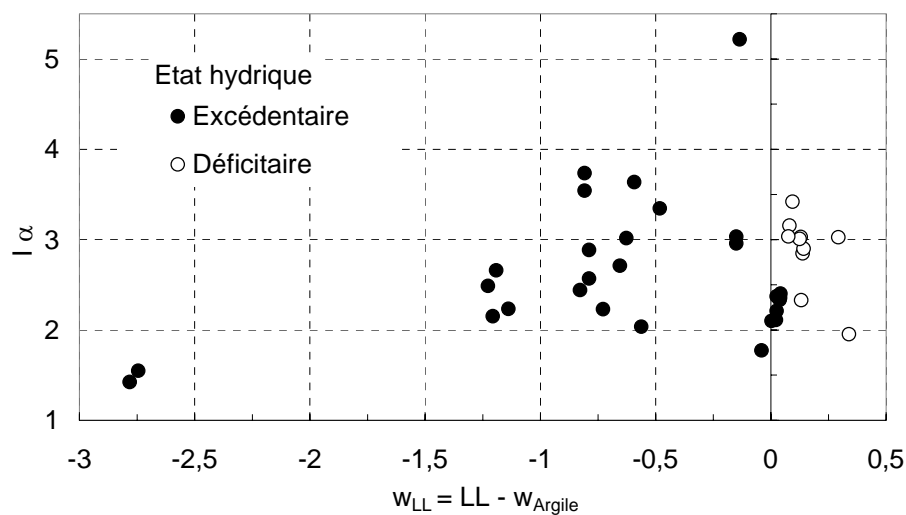


Figure 5 : Indice d'érodibilité en fonction de w_{LL} .

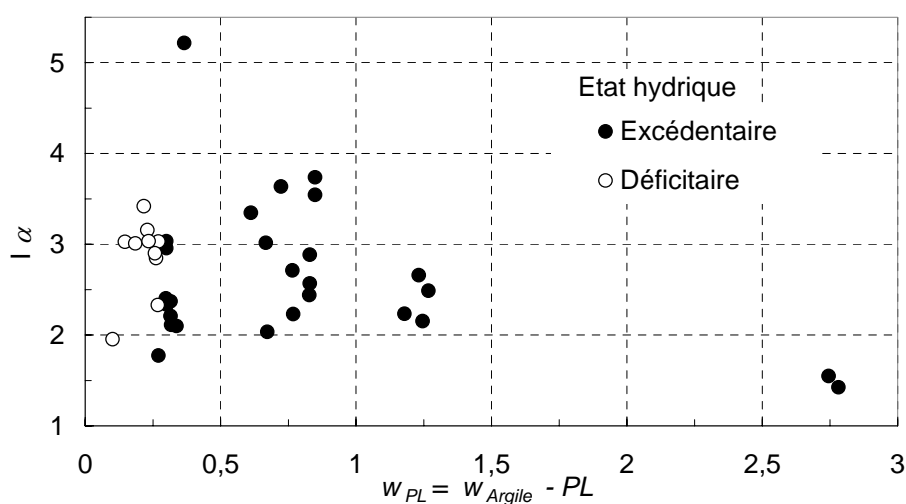


Figure 6 : Indice d'érodibilité en fonction de w_{PL} .

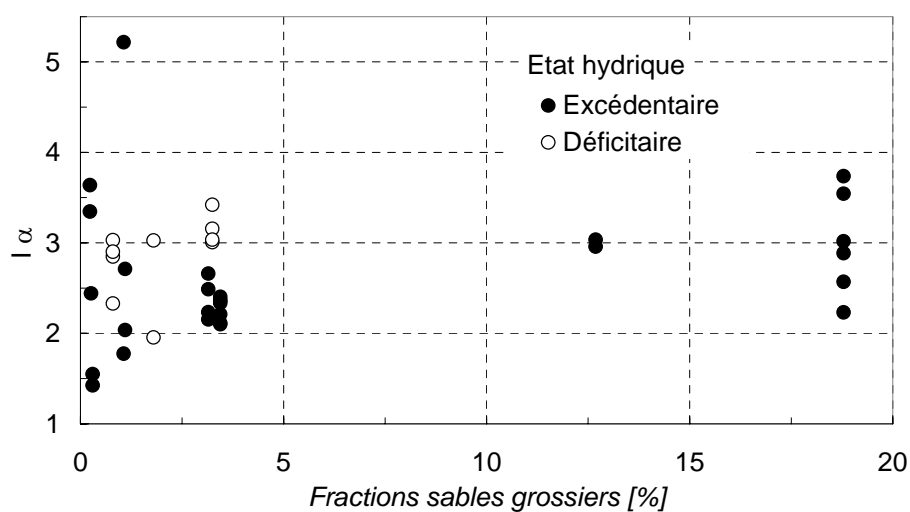


Figure 7 : Indice d'érodibilité en fonction de la fraction de sable $> 425 \mu m$.

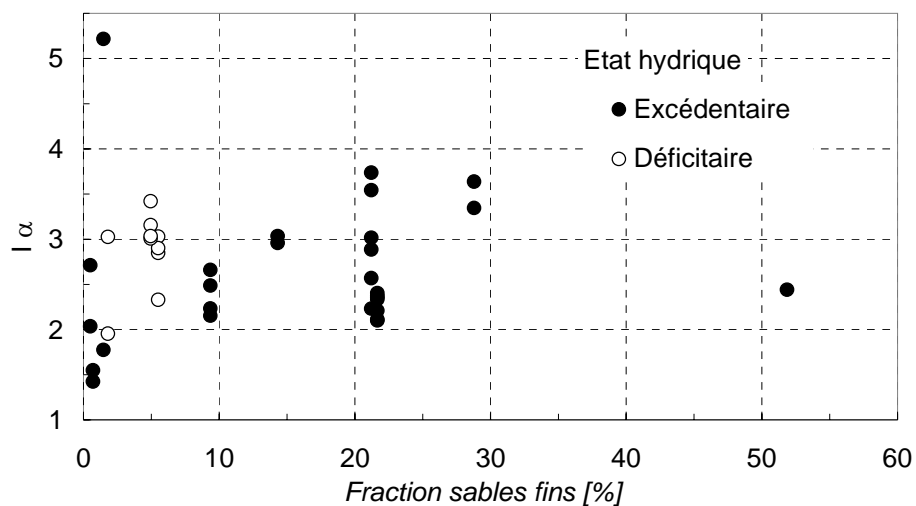


Figure 8 : Indice d'érodibilité en fonction de la fraction fines.

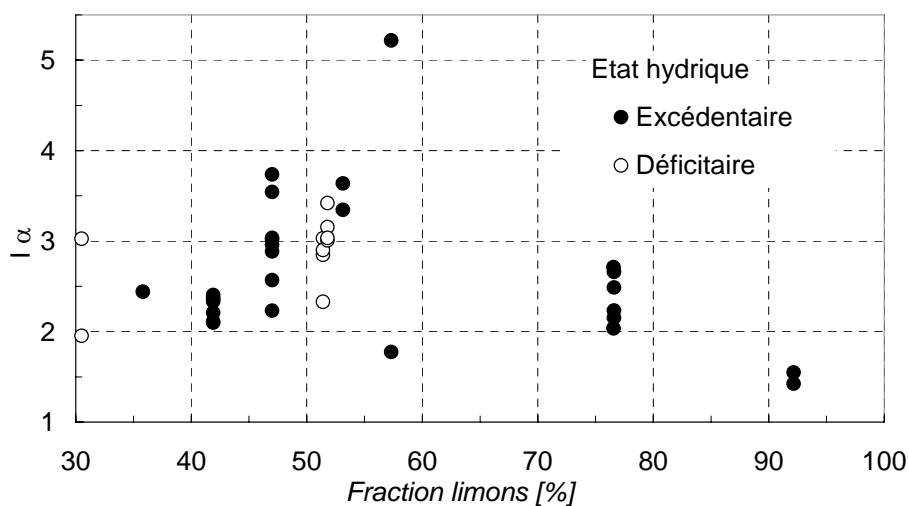


Figure 9 : Indice d'érodibilité en fonction de limon.

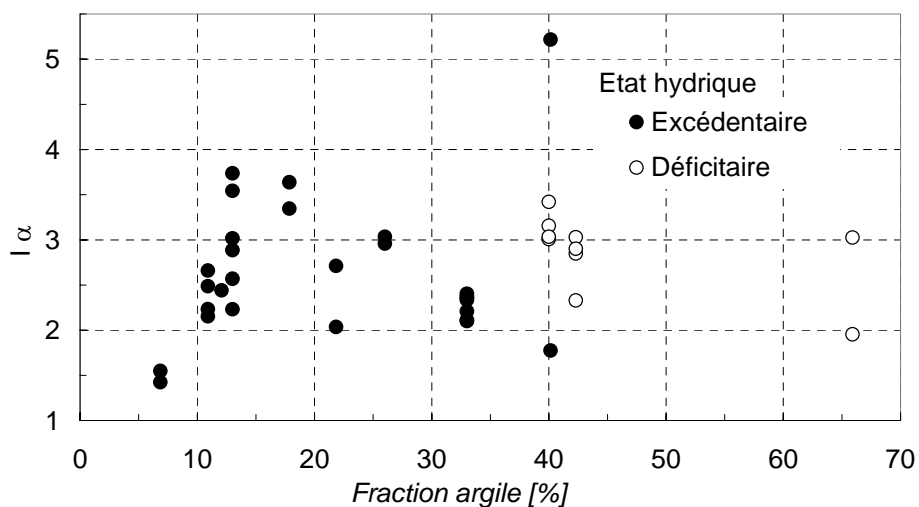


Figure 10 : Erodibilité en fonction de la fraction d'argile.

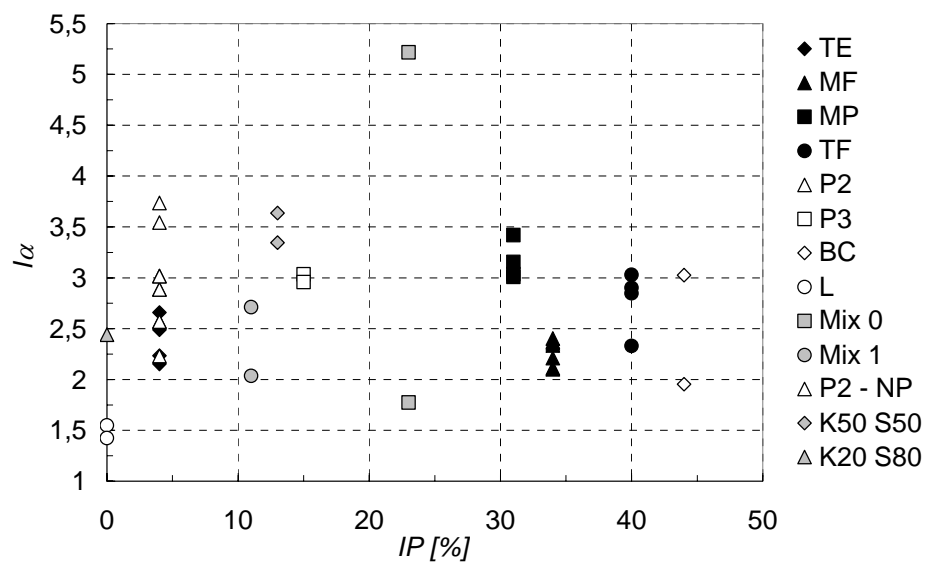


Figure 11 : Indice de sensibilité à l'érosion en fonction de l'indice de plasticité.

Confrontation et analyse d'érodimètres et caractérisation de la sensibilité à l'érosion d'interface.

Le Jet Erosion Test et le Hole Erosion test sont deux appareils qui permettent de caractériser les deux principaux mécanismes d'érosion d'interface : la surverse et le renard. Une étude bibliographique est effectuée afin de présenter et d'analyser les méthodes d'interprétation proposées dans la littérature. Une campagne d'essais est réalisée à l'aide des deux érodimètres sur un ensemble de sols naturels qui représentent une large plage de sensibilité à l'érosion et qui sont compactés suivant le protocole Proctor. La première interprétation des essais est effectuée avec les méthodes présentes dans la littérature. Les valeurs ainsi obtenues du coefficient d'érosion et de la contrainte seuil ainsi que la classification de la sensibilité des sols à l'érosion sont dépendantes de l'appareil utilisé. Une analyse des échanges énergétiques entre le fluide et le sol est menée et permet de proposer une méthode d'interprétation pour les deux érodimètres. Un nouvel indice de sensibilité à l'érosion est proposé et ses valeurs obtenues avec les deux érodimètres sont confrontées. Deux gammes d'énergie dissipée par le fluide sont identifiées et la classification des sols ainsi obtenue est identique pour les deux appareils. Une analyse statistique est réalisée pour les sols compactés au voisinage de l'optimum Proctor et permet d'aboutir à l'expression de l'indice de sensibilité à l'érosion en fonction de quelques paramètres physiques des sols. Une étude de la variabilité de la sensibilité à l'érosion est effectuée de part et d'autre de l'optimum Proctor. L'influence du degré de saturation est mise en évidence et une corrélation entre la sensibilité à l'érosion et la perméabilité est proposée.

Mots clés : géotechnique, sensibilité à l'érosion, essais, énergie, contrainte, sols, analyse statistique, eau, compactage dynamique, argile, Loess, écoulement, JET, HET.



Comparison of erodimeters and analysis, evaluation of the soil sensitivity to interface erosion.

The Jet Erosion Test and the Hole Erosion Test are two devices allow characterizing the two main interface erosion mechanisms : overtopping and piping phenomena. A bibliographical review is carried out to analyze and study the different methods of interprétation for the tests. A comparative study is carriedout with the two erodimeters on natural soil samples, compacted with the Proctor protocol and representing a panel of sensitivity to erosion. The first interpretation is based on the methods coming from the litterature. The obtained values for the erosion coefficient and for the critical shear stress and the soil classification are dependent on the used device. An energetical approach between the fluid and the soil is done in order to propose a method of interpretation for the two devices. A new erosion sensitivity index is proposed and the obtained values are compared between the two apparatus. Two dissipated hydraulic energy scales appear and an identical soil classification is built with the two devices. A statistical analysis is carried out for the compacted soils which gives an expression of the index of sensitivity to erosion in some physical parameters. A study concerning the variation observed on the soil "erodibility" from the dry side to the wet side is done. The influence of the saturation degree is pointed out. In addition, a relation is proposed between the permeability and the index of sensitivity to erosion.

Key words : Geotechnical engineering, erosion sensitivity, experiments, energy, stresses, soils, analysis, statistics, water, dynamic compaction, clay, Loess, JET, HET.